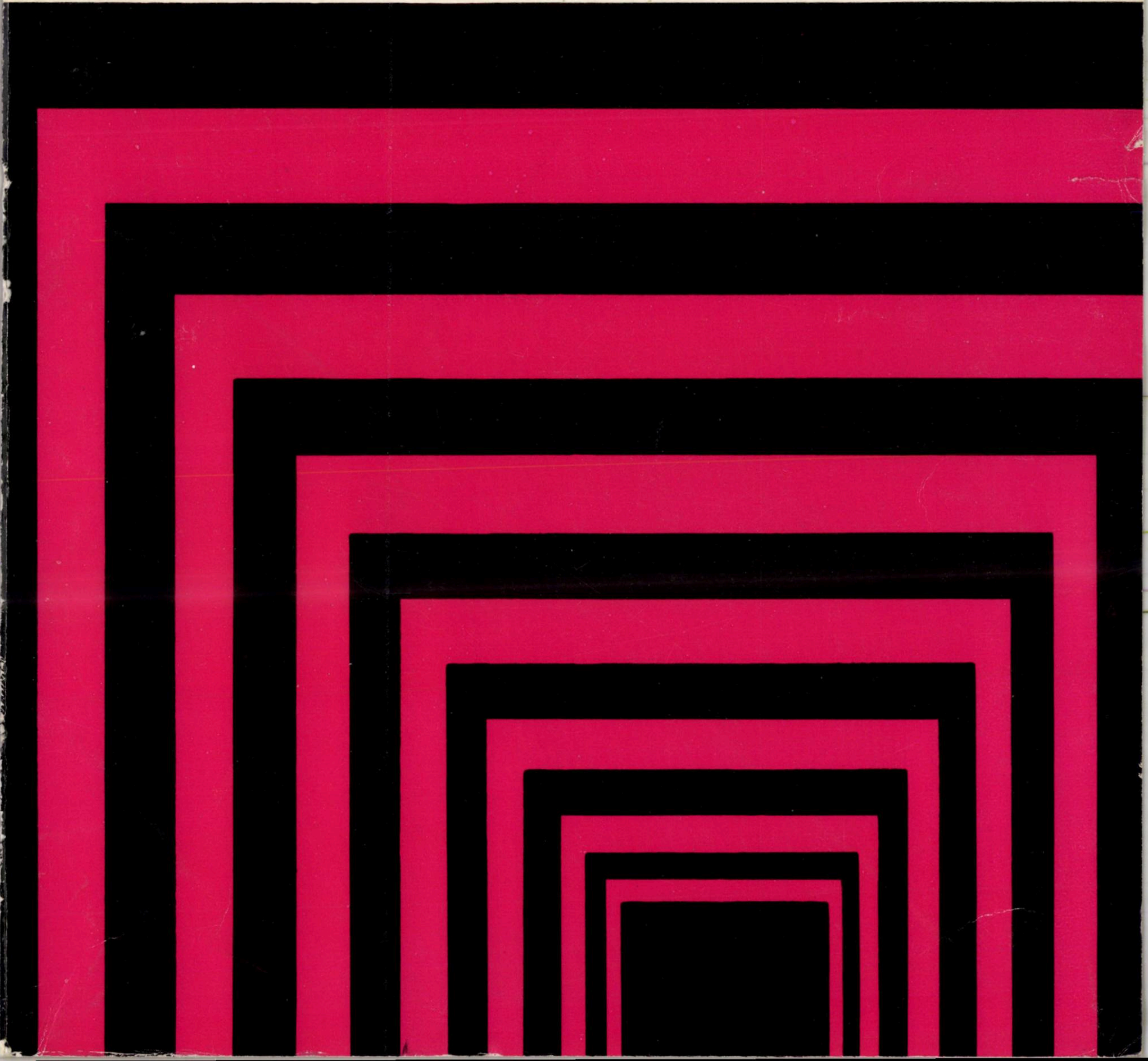
E 1688

R

CONSTRUCȚII

REZERVA

1 ▫ 1973



Cu prilejul
Anului nou 1973
redacția revistei „Construcții"
urează cititorilor și colaboratorilor sănătate, fericire și
noi succese în activitatea
profesională

CONSTRUCȚII

Nr. 1/1973
ANUL XXV

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

CUPRINS

Ing. Adrian STĂNESCU e

Industrializarea lucrărilor de construcții 1

Ing. Emil IONESCU, ing. Dan MANARI, ing. Magdalena TOMA, ing. Ecaterina VARNA R

Betoane ușoare de rezistență cu agregate de granulit 17

Ing. Iacob SCHVARTZ e

Instalațiile termice ale noului local al Institutului politehnic București 24

Ing. Huba KOLUMBAN R

Calculul plastic al pardoselii halelor și depozitelor industriale 29

Ing. Eugeniu DIMITRIU-VÂLCEA C

Verificarea elementelor de construcție la condensul vaporilor în interiorul lor pe baza creșterii umidității în limite admisibile în timpul iernii 38

Ing. Nastasie EPURE C

Considerații asupra calculului pierderilor de căldură prin pereți și pardoseli aflate sub nivelul solului 47

CRONICĂ

A V-a Conferință de betoane, Timișoara, 26—28 octombrie 1972

RECENZII

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACȚIE:

Ing. EM. BAICULESCU
director I.P.I.M.C.

Acad. prof. ing. ȘT. BĂLAN
președinte, secția construcții C.N.I.T.

Acad. prof. ing. A. BELEȘ
Institutul de construcții București

Ing. T. BIGAN
șef sector, Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. CĂLIN DAN
T.L.S. București

Prof. ing. R. CIOROIU
Institutul de construcții București

Ing. C. DIACONU
consilier I.S.P.E.

Prof. dr. D. F. DUMITRESCU
Institutul de construcții București

Ing. V. DUMITRESCU
director tehnic, T.M.B.

Ing. D. ELIADE
șef sector tehnic, Ministerul Construcțiilor Industriale

Dr. ing. I. FĂCĂOARU
șef secție, INCERC

Prof. dr. V. FOCȘA
Institutul politehnic Iași

Ing. D. GHIȚESCU
șef secție, INCERC

Ing. MIRCEA IATAN
director cu pregătirea lucrărilor, T.I.I.Ch.B.

Ing. PANAIT IONESCU
director producție. T.M.U.Ch.B.

Ing. N. LASZLO
director tehnic. ISART

Prof. ing. D. MATEESCU
Institutul politehnic Timișoara

Ing. HERCULE MĂNESCU
director, C.O.C.C.

Prof. ing. M. MIHAILESCU
Institutul politehnic Cluj

Ing. I. NEAGU
director, „Proiect Brașov"

Ing. R. NEGRU
consilier al președintelui C.N.S.T.

Ing. D. NICULESCU
ing. șef, IPROSIN

Ing. T. PATELLI
director general, T.C.I. Iași

Ing. M. POPOVICI
director general, T.C.I. Cluj

Ing. M. RAMBA
director, C.S.E.A.L.

Ing. ȘT. RĂDVAN
director general adj. I.C.M.S. Galați

Ing. M. SIMNICEANU
director, Ministerul Construcțiilor Industriale

Prof. ing. I. STĂNCULESCU
Institutul de construcții București

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU
ing. șef Laborator central M.C. Ind.

Ing. A. STĂNESCU
Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. A. TACORIAN
director general, ARCOM

Ing. I. TORINGHIBEL
director, I.C.H. Constanța

Ing. I. VASILESCU
director general, C.I.P.B. (M.E.F.M.C.)

Ing. M. VERNESCU
ing. șef. I.P.C.M. București

Ing. P. VERNESCU
director. I.P.C.

REDACTOR RESPONSABIL:

Ing. M. LUPAN
director adjunct științific, INCERC

EDITOR:

CENTRUL DE DOCUMENTARE
PENTRU CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ
ȘI SISTEMATIZARE

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

București, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuța poștală nr. 2980. Of. poștal 22, Telefon: 16 49 14

ȘEFUL REDACȚIEI: *Alexandru Țințăreanu*

REDACTORUL EDIȚIEI: *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACȚIE: *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I. P. Informația — str. Brezoianu nr. 23 — București

ABSTRACTS

E. IONESCU, D. MANARI, M. TOMA, E. VARNA : Resistant light concretes with granulite aggregates

The paper presents the features of high-strength concretes feassible with *'granulite'* aggregates (expanded clay), their properties, their technological peculiarities of placing and hardening acceleration as well as some of their most important uses.

I. SCHVARTZ : The thermal installations of the new Polytechnic School in Bucharest

The article constitutes a synthesis of the adopted technical solutions concerning the central heating and process steam, hot running water, ventilation and air conditioning.

Each adopted solution is justified on the basis of the analysis of the local, decisive, factors.

H. KOLUMBAN : Plastic calculation of floors for industrial halls and storehouses

The article presents a method of calculation for sizing in the plastic field the floors of industrial halls and warehouses. Floors made of reinforced concrete slabs are proposed, with the reinforcement placed only on the edges and corners, the central area being of simple concrete.

The calculation method relies on the phenomenon of strains of self-tensions type arising in the reinforced concrete structures.

The relations are introduced under the form of diagrams, their use in current design being easy and rapid.

E. DIMITRIU-VÂLCEA : Structural members check to steam condensation within their inside, based on the moisture increase within permissible limits during winter.

The article describes a unitary mode of calculation meant to sizing the outside structural elements in terms of steam condensation in their inside, based on two principles :

— avoiding year in, year out water accumulation in the structure of the elements ;

— limiting the condensed water amount during the winter to a value not exceeding the sorption humidity of the material where this condesation takes place.

These maximal permissible values of moisture increase are determined in the article by means of an original method, based on lab data, for the principal thermo insulating materials used in Romania.

The introduction of the mean saturation pressures in the external air and walles is also a novelty. They are determined according to the climatic zones of Romania and approximate reality better than the pressures corresponding to the computation temperatures, used currently in these calculations.

N. EPURE : Calculation of heat loss through below-ground walls and floors

The paper presents a method of practical calculation of the heat loss through below-ground structural elements. The method is justified from the theoretical viewpoint and deals with numerous cases of possible location of the room with below-ground structural elements.

For an easier computation some nomograms for more complicated expressions leading to a cut in the design time are given.

RÉSUMÉS

E. IONESCU., D. MANARI, M. TOMA, E. VARNA : Bétons légers de résistance à base d'agrégats granulitiques

L'article présente les caractéristiques des bétons de résistance réalisables avec des agrégats à base d'argile expansée, leurs propriétés, leurs particularités technologiques de mise en oeuvre et d'accélération de durcissment, ainsi que guelques réalisations plus importantes.

I. SCHVARTZ : Les installations thermiques du nouveau local de l'Ecole Polytechnique de Bucarest

L'article constitue une synthèse des solutions techniques adoptées concernant les installations de chauffage central, de vapeur technologique, d'eau chaude de consommation, de ventilation et de climatisation.

Chaque solution adoptée est justifiée sur l'analyse des facteurs locaux, déterminants.

H. KOLUMBAN : Le calcul plastique du plancher des halls et dépôts industriels

L'objet de l'article est une méthode de calcul de dimensionnement dans le domaine plastique du plancher des halls et dépôts industriels.

On propose des planchers en panneaux de béton armé aux ferraillage posés exclusivement aux bords et aux coins, les zones centrales étant en béton simple.

La méthode de calcul est basée sur le phénomène de l'apparition des efforts de type des autotensions dans les structures en béton armé.

Les relations sont présentées sous forme de diagrammes, dont l'application dans la projection courante est facile et rapide.

E. DIMITRIU-VÂLCEA : La vérification des éléments structuraux à la condensation de vapeurs dans leur intérieur, basée sur la montée de l'humidité dans les limites admissibles pendant l'hiver

L'article décrit un procédé unitaire de calcul pour dimensionner les éléments extérieurs de bâtiment en fonction du condensat des vapeurs dans leur intérieur, ayant à la base deux principes :

— éviter l'accumulation de l'eau bon an, mal an dans la structure de l'élément ;

— limiter la quantité de l'eau condensée pendant l'hiver à une valeur qui ne depasse pas l'humidité de sorption du matériau où se produit cette condensation.

Ces valeurs maximales admissibles de la montée de l'humidité sont établies dans l'article, à l'aide d'une méthode originale basée sur les données de laboratoire, pour les principaux matériaux thermoisolants employés en Roumanie.

Un procedé nouveau est l'introduction des pressions moyennes de saturation dans l'air extérieur et dans les parois, établies en fonction des zones climatiques de la Roumanie et qui approximent mieux la réalité que les pressions correspondantes aux températures de calcul, usitées couramment dans ces calculs.

N. EPURE : Considérations sur le calcul des pertes de chaleur à travers les parois et planchers situés en sous-sol

Une méthode de calcul pratique des pertes de chaleur à travers les éléments structuraux situés en sous-sol est présentée dans l'article.

La méthode est justifiée du point de vue théorique, et traite de multiples cas possibles où la chambre est constituée d'éléments structuraux situés en sous-sol.

Pour faciliter le calcul, on présente les nomogrammes de calcul pour expressions plus compliquées, qui conduisent à la diminution du temps d'établissment des projets.

ZUSAMMENFASSUNGEN

E. IONESCU, D. MANARI, M. TOMA, E. VARNA — Widerstands-Leichtbeton mit Granulit-Zuschlägen

Im Beitrag werden die Merkmale der Widerstandsbetone besprochen, welche mit Granulit-Zuschlägen (durch Tonblähung erhalten) hergestellt werden können, deren Eigenschaften, die technologischen Einbeau- und Erhärtungsbeschleunigungs-Merkmale, als auch einige der wichtigsten Verwirklichungen.

I. SCHVARTZ : Die Wärmeanlagen des neuen Gebäudes des Polytechnikums in Bukarest

Im Beitrag wird eine Synthese der in bezug auf die zentralen Wärmeanlagen, den technologischen Dampf, das Verbrauchs-Warmwasser, die Lüftung und Klimatisierung angenommenen technischen Lösungen gegeben.

Jede angenommene Lösung wird auf eine Analyse der bestimmenden örtlichen Faktoren begründet.

H. KOLUMBAN : Die plastische Berechnung der Fussböden von Insdustriehallen und -lager

Im Aufsatz wird eine Bemessungs-Berechnungsmethode im plastischen Bereich der Fussböden von Industriehallen und -lager besprochen.

Es werden Fussböden aus Stahlbetonplatten vorgeschlagen, bei denen die Bewehrung nur an den Rändern und an den Ecken vorgesehen und der Mittelteil aus bewehrtem Beton ausgeführt wird.

Die Berechnungsmethode begründet sich auf das Auftreten von Spannungen des Eigenspannungstypes in den Stahlbetontragwerken.

Die Beziehungen werden in Form von Diagrammen gezeigt, wobei deren praktische Anwendung im Rahmen der laufenden Planung leicht und schnell ist.

E. DIMITRIU-VÂLCEA : Die Prüfung der Bauteile auf Kondensat in deren Inneren, auf Grund des während des Winters zulässigen Steigens der Feuchtigkeit

Im Beitrag wird ein einheitliches Berechnungsverfahren für die Bemessung der äusseren Bauteile bei Dampfwasser (Kondensat) in deren Inneren, auf Grund von zwei Grundsätzen besprochen, u. zw. :

— Die Vermeidung der Wasseransammlung von Jahr zu Jahr im Rahmen des Bauteilgefüges und

— Die Begrenzung der Kondensatmenge während des Winters auf einen Wert, welcher die aufgenommene Feuchtigkeit des Werkstoffes im Rahmen dessen diese Kondensation erfolgt, nicht überschreiten soll.

Die zulässigen Höchstwerte des Feuchtigkeitsanstieges werden im Beitrag mittels einer originellen Methode, auf Grund von Laborangaben, für die wichtigsten, in Rumänien verwendeten Wärmeisolierstoffe, festgelegt.

Desgleichen wird als Neuigkeit die Einführung der durchschnittlichen Sättigungsdrücke in der Aussenluft und im Inneren der Wände aufgeführt, welche gemäss den Klimazonen Rumäniens festgelegt wurden und welche eine bessere Näherung der tatsächlichen Bedingungen darstellen, als die den Berechnungstemperaturen entsprechenden Drücke, welche, laufend in Rahmen dieser Berechnungen verwendet werden.

N. EPURE : Betrachtungen über die Berechnung der Wärmeverluste durch die unter der Erdfläche befindlichen Wände und Fussböden

Im Beitrag wird ein Methode zur praktischen Berechung der Wärmeverluste durch die unter der Erdfläche befindlichen Bauteile gezeigt. Die Methode ist vom theoretischen Standpunkt gerechtfertigt und behandelt zahlreiche mögliche Fälle, in welchen der Raum samt den Bauteilen sich unter der Erdfläche befinden können.

Zwecks Erleichterung der Berechnung werden Berechnungsnomogramme für die komplizierteren Ausdrücke angegeben, welche zur Verringerung der Planungsdauer führen.

СОДЕРЖАНИЕ

Е. ИОНЕСКУ, Д. МАНАРИ, М. ТОМА, Е. ВАРНА: Легкие, прочные бетоны с гранулитовыми заполнителями

Статья описывает характеристики прочных бетонов, получаемых на базе гранулитовых заполнителей (вспучиванием глин), свойства, технологические особенности, применение в работе и ускорение их твердения, а также несколько из более важных достижений.

И. ШВАРЦ: Термические установки в новом здании Политехнического Института в Бухаресте

Статья представляет собой обзор технических решений, принятых в связи с установками центрального отопления, технологического пара, горячей воды для потребления, вентиляции и кондиционирования воздуха.

Каждое принятое решение обосновано на анализе местных решающих факторах.

Х. КОЛУМБАН: Эластично-пластический расчет полов промышленных цехов и складов

Работа представляет метод расчета определения размеров в эластично-пластической области полов промышленных цехов и складов.

Предлагаются полы из железобетона с арматурой уложенной только по краям и углам, с исполнением центральных зон из простого бетона.

Метод расчета основан на феномене появлений усилий типа самонапряжений в железобетонных структурах.

Отношения представлены как диаграммы в виду их простого и некложного применения в проектировании.

Е. ДИМИТРИУ-ВЫЛЧА: Проверка строительных элементов на конденсацию паров внутри этих элементов на основании роста влажности в допускаемых пределах в зимнее время

В статье описан единый способ расчета определения размеров наружных строительных элементов на конденсацию паров внутри этих элементов, исходя из двух принципов:

— избежание накопления воды с года на год в структуре элемента и

— ограничение количества комденсационной воды в зимнее время до величины не превышающей влажности всасывания материала в котором происходит эта конденсация.

Эти максимально допускаемые величины роста влажности определены в статье оригинальным способом на основании лабораторных данных для основных термоизоляционных материалов, применяемых в Румынии.

Также показано как новость внедрение сатурационных средних давлений в наружном воздухе и в стенах, определенные в зависимости от климатических зон Румынии и которые дают более близкое приближение к действительности чем давления соответствующие расчетным температурам, применяемым текущим порядком в таких расчетах.

Н. ЕПУРЕ: Соображения в связи с расчетом потерь тепла через стены и полы находящиеся ниже уровня грунта

Работа представляет метод практического расчета потерь тепла через строительные конструкции, находящиеся ниже уровня грунта. Метод обоснован с теоретической точки зрения, он занимается многими возможными случаями к которым могут быть отнесены помещения со строительными элементами, находящимися ниже уровня грунта.

Для облегчения расчета даны расчетные номограммы для более сложных выражений, которые ведут к сокращению времени на проектирование.

CZ 69.057.1(497)

Industrializarea lucrărilor de construcţii

Ing. ADRIAN STĂNESCU
Ministerul Construcţiilor Industriale

Transformările sociale şi economice ce au avut loc în ţara noastră şi accelerarea progresului pe drumul stabilit de Congresul al X-lea şi de Conferinţa Naţională a P.C.R. din iulie 1972 au sporit în proporţii tot mai mari volumul investiţiilor şi au mărit necontenit ritmul lor de realizare.

Actualul cincinal prevede realizarea unui volum de investiţii de 540 miliarde lei faţă de 350 miliarde cheltuite în perioada 1966 — 1970, în care au fost puse în funcţiune peste 1500 de capacităţi şi obiective industriale în toate ramurile economiei, creîndu-se astfel peste 800 mii de locuri noi de muncă.

Pentru realizarea acestui amplu program, activitatea de construcţii a trebuit să se dezvolte neîntrerupt şi să se perfecţioneze continuu.

Ţara noastră dispune astăzi de o puternică industrie de construcţii a cărei activitate se desfăşoară în multiple trusturi şi întreprinderi republicane şi regionale în care lucrează peste 600 000 de constructori — lucrători calificaţi în multiple meserii — din care peste 10 % sînt ingineri şi tehnicieni de toate specialităţile. Sînt organizate peste 70 de institute de proiectare şi mixte (cercetare şi proiectare) în care lucrează peste 32 000 de proiectanţi. Cercetarea în construcţii se desfăşoară atît în institute de cercetare din centrele importante (Bucureşti, Iaşi, Timişoara, Cluj), cît şi în nuclee de cercetare din cadrul întreprinderilor de construcţii şi instalaţii, precum şi în cele din producţia de elemente de construcţie.

Specificul activităţii de construcţii cere sectorului de construcţii o largă legătură economică cu celelalte sectoare industriale producătoare de materiale, utilaje, scule şi dispozitive pe care le consumă, cît şi cu sectoarele de transporturi rutiere, de cale ferată, fluviale şi maritime.

Este de remarcat, în această activitate, greutatea recrutării şi permanentizării cadrelor datorată, pe de o parte, condiţiilor specifice legate de şantiere cu o durată scurtă, iar pe de altă parte faptului că fiecare şantier creează din constructorii săi lucrători industriali ce vor deservi fabricile pe care le construiesc.

Sarcinile mari de realizat şi ritmul din ce în ce mai viu în care s-a construit au schimbat radical caracterul realizării construcţiilor, trecîndu-se repede de la metodele meşteşugăreşti la procedeele industriale.

Astfel, în ultimul an al primului cincinal, volumul lucrărilor de construcţii a depăşit de patru ori pe cel din 1949, iar capacitatea de producţie din 1953 a depăşit cu 200 % pe aceea din 1950. Şantierele au fost dotate cu utilaje puternice, mecanizarea globală sporind în primul cincinal de peste 12 ori.

S-au introdus noi materiale, noi sisteme constructive şi metode de lucru şi s-a trecut hotărît, în realizarea construcţiilor, la folosirea elementelor prefabricate din beton şi beton armat.

În 1949, prefabricatele erau aproape inexistente la noi, iar în ultimul an al primului cincinal ele reprezentau 60 % din acoperişurile construcţiilor industriale şi 30 % din planşeele locuinţelor.

Modul de a construi trece astăzi printr-o adevărată revoluţie, ce face obiectul unor numeroase discuţii în care se analizează multiple păreri, inginerii constructori şi arhitecţii fiind conştienţi de exigenţele economiei moderne.

Pentru a le face faţă este firesc şi necesar să se producă importante transformări în tehnica realizării lucrărilor de construcţii. Astfel, s-au introdus pe scară tot mai largă metodele industriale, s-a perfecţionat modul de alcătuire atît a structurilor, cît şi a închiderilor încît să se asigure exigenţele funcţionale şi de siguranţă, precum şi un consum de materiale şi de muncă socială din ce în ce mai redus.

În condiţiile ţării noastre, folosirea din ce în ce mai restrictivă a lemnului şi metalului în alcătuirea construcţiilor impune transformări substanţiale în concepţia de proiectare şi execuţie, fiind necesară o antrenare a majorităţii sectoarelor industriale în producerea de noi materiale de construcţii înlocuitoare, precum şi a unităţilor de construcţii în stabilirea modului de folosire eficientă a acestora.

Introducerea noilor metode de a construi impune o analiză profundă a multiplelor aspecte universale ce condiţionează evoluţia construcţiei, o mobilizare importantă a unor mijloace financiare, a unei infinităţi de resurse tehnice, catalizarea unei bogate imaginaţii şi ingeniozităţi, declanşarea unei vaste activităţi de cercetare, de folosire a tot ceea ce ne dau ştiinţa, arta şi progresul.

Folosirea deplină a metodelor pe care ştiinţa ni le pune la dispoziţie pentru investigaţiile necesare cunoaşterii modului de alcătuire şi de comportare a construcţiilor sub sarcinile la care sînt supuse pune la îndemînă constructorilor mijloacele necesare aprecierii cît mai exacte a realităţii siguranţei calculate şi prin aceasta se stimulează atingerea unor niveluri ridicate în modul de gîndire al construcţiilor.

Este de datoria inginerilor ce desfăşoară o activitate ştiinţifică în unităţile noastre de cercetare şi proiectare să analizeze critic teoriile existente şi să le fecundeze şi dezvolte prin aplicarea ultimelor rezultate descoperite sau prin rezultatele propriei lor munci creatoare. Ei sînt prestatorii progresului, progres ce se poate aplica şi valorifica cu folos în viitor numai pe baza unei teorii clare, prin încercări şi experimentări şi prin cunoaşterea modului de comportare a construcţiilor realizate în trecut.

Pentru a introduce progresul în activitatea sa, inginerul constructor trebuie să-şi sporească cunoştinţele continuu, ajungînd astfel să posede o justă vedere de ansamblu, strict necesară pentru a-şi da seama de răspunderea pe care poate să şi-o asume.

Cunoştinţele sale nu pot fi dobîndite numai din citite şi nu trebuie să fie exclusiv influenţate prin deducţii matematice prea ample.

De obicei, cunoştinţele matematice ale staticii moderne, îmbinate cu încercările efectuate, precum şi cu experienţa dobîndită la construcţiile realizate, deschid calea pentru noi metode constructive.

Statica ne arată calea pe care se efectuează calculele, iar încercările realizate asigură staticii adevărata viabilitate, convingîndu-ne, prin rezultatele lor, de justeţea formulelor aplicate. Consacrarea finală o va da însă numai experienţa dobîndită din construcţiile realizate.

Conducerea partidului a stabilit ca sarcină de bază industrializarea construcţiilor, reducerea duratei de execuţie, îmbunătăţirea radicală a calităţii şi reducerea preţului de cost al lucrărilor. De asemenea, a subliniat importanţa pentru economia naţională a punerii în funcţiune cît mai devreme a obiectivelor industriale.

Pentru realizarea acestor sarcini, sectorul de construcţii şi-a dezvoltat activitatea printr-o serie de măsuri complexe, din care cele mai importante privesc :

— industrializarea realizării lucrărilor,

— organizarea ştiinţifică a producţiei pe baza proiectelor de organizare şi a tehnologiilor înaintate,

— organizarea socialistă a muncii cu introducerea metodelor avansate.

Industrializarea construcţiilor este cea mai justă şi radicală cale pentru obţinerea unei însemnate reduceri de materiale, a uşurării construcţiilor, a reducerii manoperei de pe şantier, a scurtării duratei de execuţie, a îmbunătăţirii calităţii şi a reducerii preţului de cost al lucrărilor.

Ea constă în transformarea producţiei de construcţii într-un proces în bandă, complet mecanizat, care asamblează şi montează clădirile din elemente şi detalii de construcţii ce se produc industrial în fabrici, ateliere sau poligoane.

Eficienţa economică a acestei metode depinde însă de o serie de factori, din care cel mai important este introducerea în producţie a *tehnicii noi.*

Ea mai depinde şi de :

— organizarea generală a industriei de construcţii,

— organizarea şi dezvoltarea producţiei de elemente în unităţi de prefabricate,

— utilizarea unor elemente de construcţie eficiente, cu un grad superior de tipizare, care să faciliteze producţia de serie,

— dezvoltarea producţiei de materiale de construcţie şi folosirea celor mai eficiente din acestea,

— organizarea tehnologiei procesului de producţie de construcţii,

— mecanizarea complexă a lucrărilor şi în special a celor cu volum mare de muncă şi folosirea justă a maşinilor de înaltă eficienţă,

— introducerea automatizării în construcţii etc.

Nivelul atins de industrializarea construcţiilor, cît şi eficienţa dezvoltării ei ulterioare rezultă din analiza modului cum au evoluat indicii principali cu privire la :

— productivitatea muncii — reducerea consumului de muncă,

— costul lucrărilor de construcţii-montaj, stabilirea valorii optime,

— termenul de dare în funcţiune — termenul de execuţie a lucrărilor,

— prefabricarea elementelor de construcţie,

— mecanizarea şi utilarea mecanică în construcţii.

Reducerea consumului de muncă în construcţii se poate obţine în primul rînd prin aplicarea industrializării, principalele căi de urmat pentru atingerea acestui scop fiind :

— îmbunătăţirea generală a organizării sectorului de construcţii, ce poate da o reducere de 12 —13 % ;

— îmbunătăţirea mecanizării, sporirea gradului de utilare mecanică şi îmbunătăţirea gradului de folosire a maşinilor, ce poate da 15 — 16 %;

— prefabricarea eficientă şi introducerea noilor materiale eficiente, ce poate da 11 — 12 %.

Aceste reduceri, ce însumează 38 — 41 %, pot duce la o creştere a productivităţii muncii cu 61 — 70 %, la care trebuie adăugată creşterea ce se poate obţine prin ridicarea continuă a nivelului de calificare şi perfecţionare a cadrelor. În perioada 1966 — 1970 s-a realizat o creştere a productivităţii muncii pe salariat de 30 %, iar în următorii 4-5 ani se vor lua măsuri care să creeze condiţii pentru dublarea productivităţii muncii pe ansamblul ramurii.

Stabilirea valorii optime a investiţiilor şi implicit a construcţiilor comportă desfăşurarea unei vaste şi complexe activităţi de proiectare şi cercetare, care să ducă la materializarea în proiecte a unor soluţii minuţios gîndite, judicios calculate şi dimensionate şi care să permită aplicarea metodelor avansate la executarea lor.

Toate specialităţile de ingineri, arhitecţi şi economişti care concură la această activitate trebuie să analizeze :

— Concepţia de sistematizare regională şi locală care să ducă la soluţiile optime de amplasare şi de grupare raţională a obiectelor.

De regulă, noile întreprinderi trebuie construite în complexe industriale care asigură creşterea eficienţei investiţiilor prin reducerea utilităţilor şi comasarea obiectelor.

— Perfecţionarea continuă a soluţiilor constructive, a rezolvării în plan, a volumelor, a alcătuirii elementelor de închidere şi finisaj, a tratării interioare necesare asigurării confortului sporit etc. In general, trebuie realizate clădiri industriale de dimensiuni mari, cu comasări maxime, reducînd astfel suprafeţele construite, pereţii, reţelele instalaţiilor interioare, transporturile tehnologice etc.

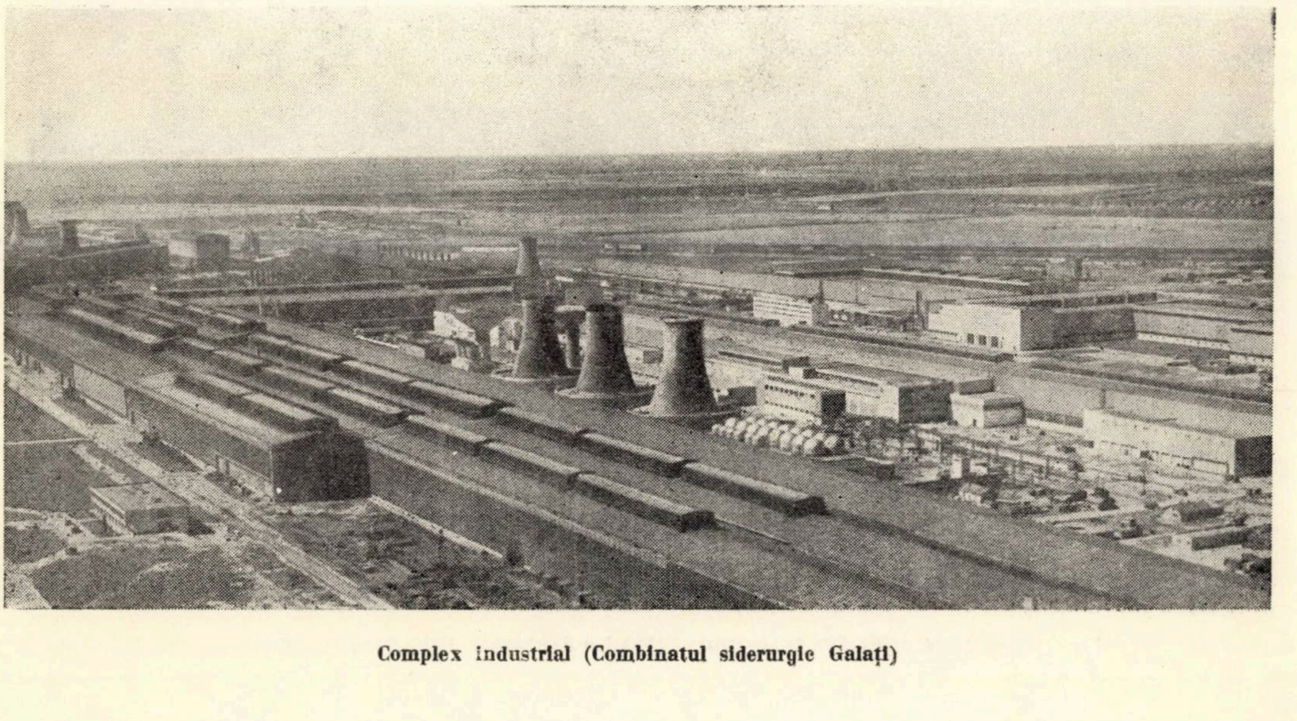
Trebuie sporită ponderea clădirilor înalte, în special acolo unde tehnologia se poate dezvolta pe verticală, realizînd imperativul — economisirea terenului. La aceste construcţii, soluţiile alese trebuie să ţină seama de condiţiile de seismicitate din ţara noastră şi de necesitatea prefabricării. Ele trebuie alcătuite astfel ca să aibă atît o conformare justă, cît şi o execuţie uşoară.

— Pentru a crea condiţiile folosirii optime a suprafeţelor de producţie şi pentru a permite modificarea procesului tehnologic şi schimbarea utilajelor este indicat a se alege la construcţiile industriale o reţea de stîlpi la distanţe cît mai mari. În concepţia de alcătuire nu trebuie uitată necesitatea unificării soluţiilor pentru a se crea condiţiile necesare modulării şi tipizării lor, şi deci sporirii gradului de prefabricare.

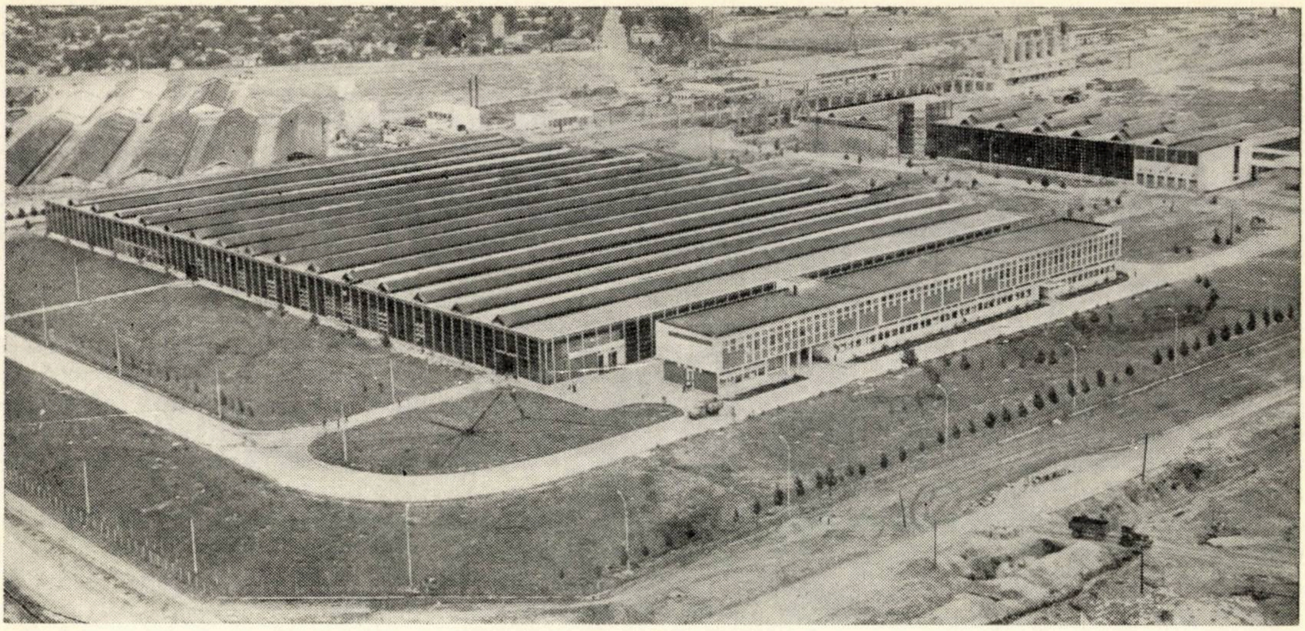
Concepţia de alcătuire a construcţiilor industriale va trebui să evolueze către *soluţii optime potrivite fiecărei ramuri industriale*, în care să fie analizate, paralel cu soluţiile constructive şi toate celelalte aspecte cerute de fluxul tehnologic amplasarea instalaţiilor, optimizarea manipulărilor şi transporturilor interioare etc., reducînd astfel continuu investiţiile specifice şi îmbunătăţind şi ceilalţi indicatori de eficienţă economică.

Nu trebuie neglijate cheltuielile de exploatare şi întreţinere care, desfăşurîndu-se pe o perioadă lungă, trebuie să influenţeze o alcătuire corespunzătoare diminuării lor. De exemplu, sporirea protecţiei termice actuale a construcţiilor ar duce la o diminuare a cheltuielilor de încălzire, la o micşorare atît a investiţiilor în instalaţii, cît şi a consumurilor în exploatare.

De asemenea, trebuie sporit confortul la construcţiile industriale (ventilaţii, iluminare, izolare fonică, eliminarea prafului etc.), influenţînd astfel favorabil condiţiile de viaţă şi de muncă. În acelaşi scop, trebuie



Complex industrial (Combinatul siderurgic Galaţi)



Exemplu de hală comasată

îmbunătățite încăperile auxiliare (dușuri, vestiare, cantine, automate de deservire etc.). În acest fel, randamentul în muncă va spori fără eforturi suplimentare.

Termenul de execuție a construcțiilor are o importanță covîrșitoare în economia națională, urgentarea punerii în funcțiune a noilor capacități de producție influențînd substanțial îmbunătățirea condițiilor de viață ale muncitorilor și creșterea venitului național.

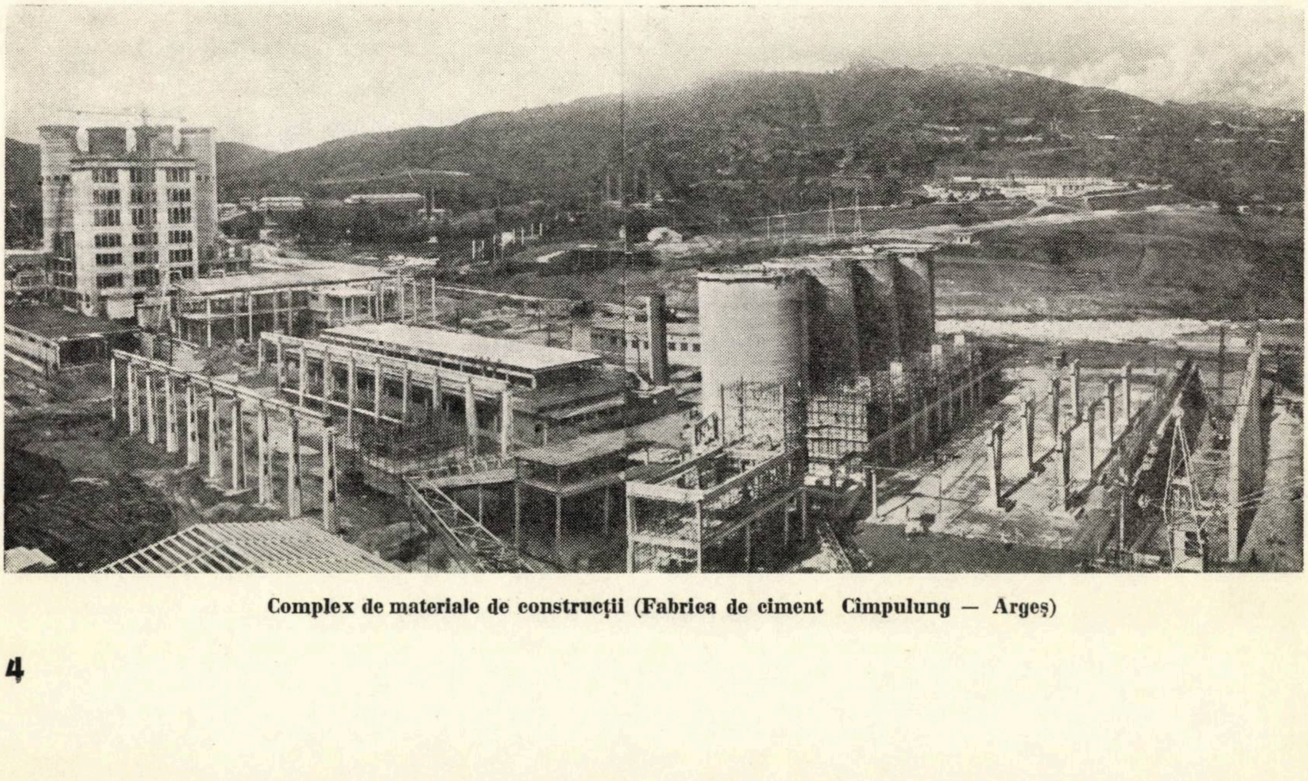
Printr-o concepție adecvată, atît a alcătuirii, cît și a tehnologiei de realizare a construcțiilor, s-au redus la jumătate timpii de execuție (la clădirile din panouri mari, silozuri, turnurile și coșurile glisate, clădirile din elemente spațiale sau liftate etc.). Un rol important în reducerea timpului de execuție îl are mecanizarea complexă a întregului proces tehnologic de realizare.

În același scop, constructorii trebuie să aleagă materialele eficiente care să ușureze construcțiile, să micșoreze manopera de punere în operă și să elimine procesele umede de pe șantier.

Prefabricarea elementelor de construcție constituie baza industrializării construcțiilor, betonul armat prefabricat fiind astăzi principalul material care permite realizarea construcțiilor la un nivel tehnic superior, permițînd economisirea metalului și lemnului, reducînd manopera pe șantier și asigurînd un sistem rapid de execuție.

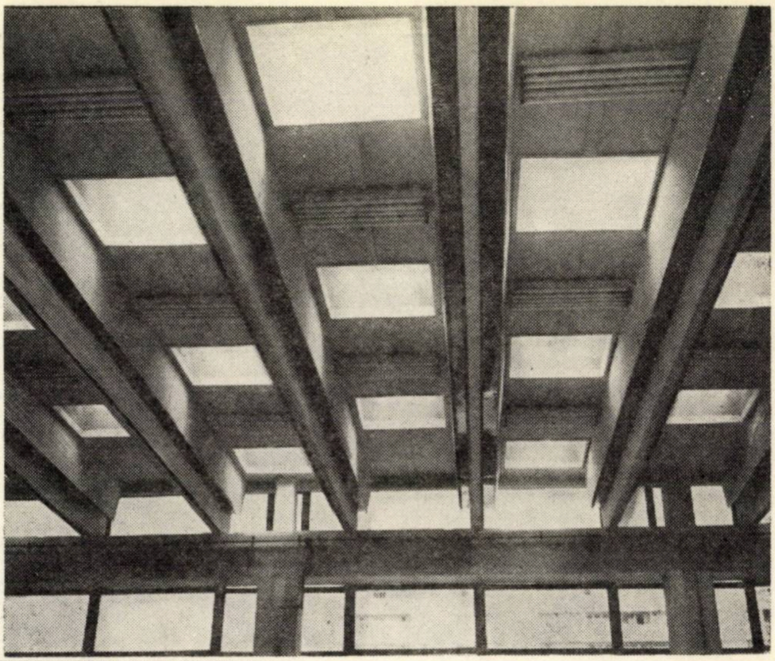
Producția de prefabricate din beton armat a crescut de la cca 1100 mii m^3, în 1966, la 2400 mii m^3, în 1971.

Volumul elementelor prefabricate a crescut, în 1972 față de 1971, cu peste 25 %, iar cel pre-



Complex de materiale de construcții (Fabrica de ciment Cîmpulung — Argeș)

Luminatoare din cupolete (Fabrica de nasturi București) →



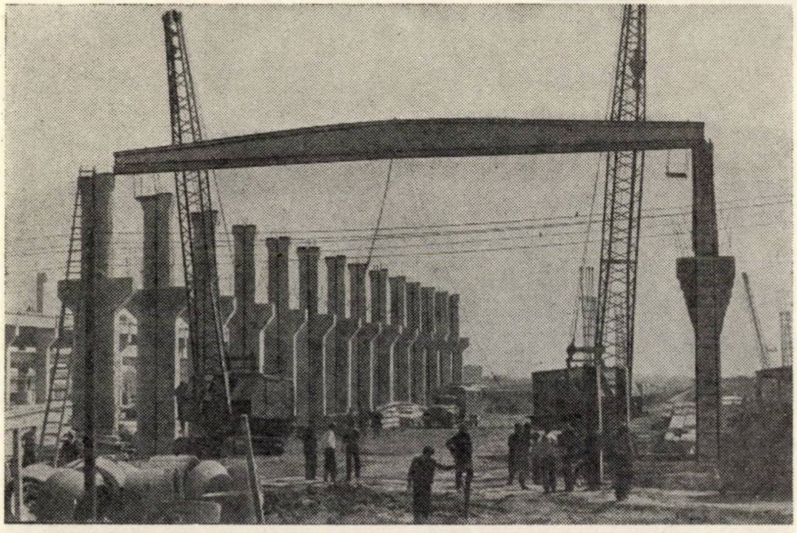
văzut în 1973 este cu peste 20 % mai mare.

Gradul de prefabricare a betonului armat realizat la unitățile de execuție a sporit, de asemenea, de la 25,2 %, în 1970, la 27,5 % în 1971 și la 29 % în 1972.

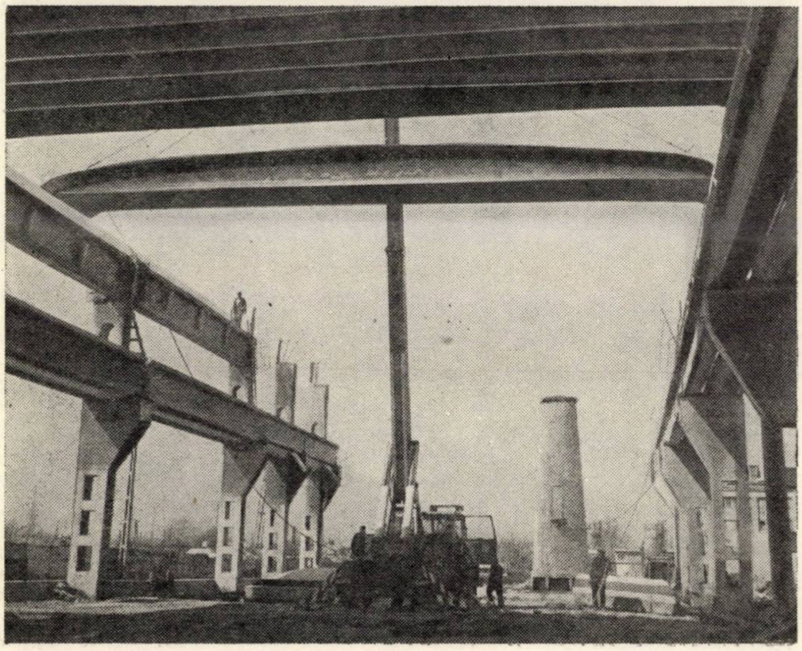
Principalele institute de proiectare a construcțiilor industriale au obținut un grad de prefabricare de cca 40 % la lucrările proiectate în 1971. Se întrevede dublarea, în 1975, a producției de prefabricate față de anul 1970.

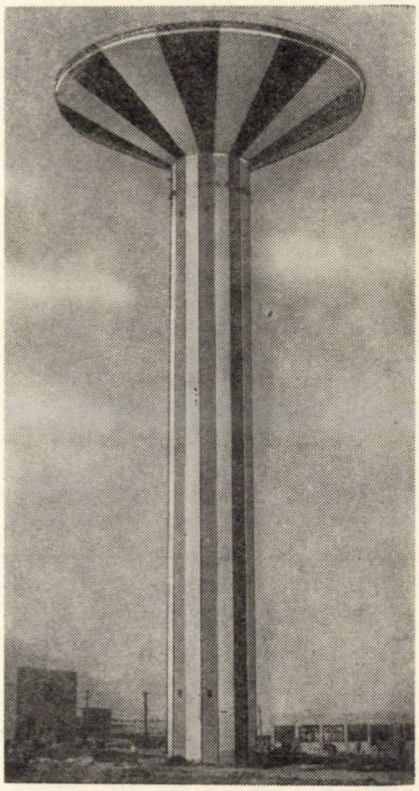
Producția eficientă nu se realizează în fabrici sau ateliere decît dacă se produce o mare serie de elemente tip și dacă numărul acestor tipuri este minim. Rezultă că un factor important în industrializarea construcțiilor este *tipizarea*, care trebuie realizată prin tipizarea atît a construcțiilor întregi, cît și a elementelor și detaliilor cu care se alcătuiesc diferitele tipuri de construcții.

↓ Grindă prefabricată precomprimată de 24 m deschidere (Atelierul de reparații utilaj greu București)

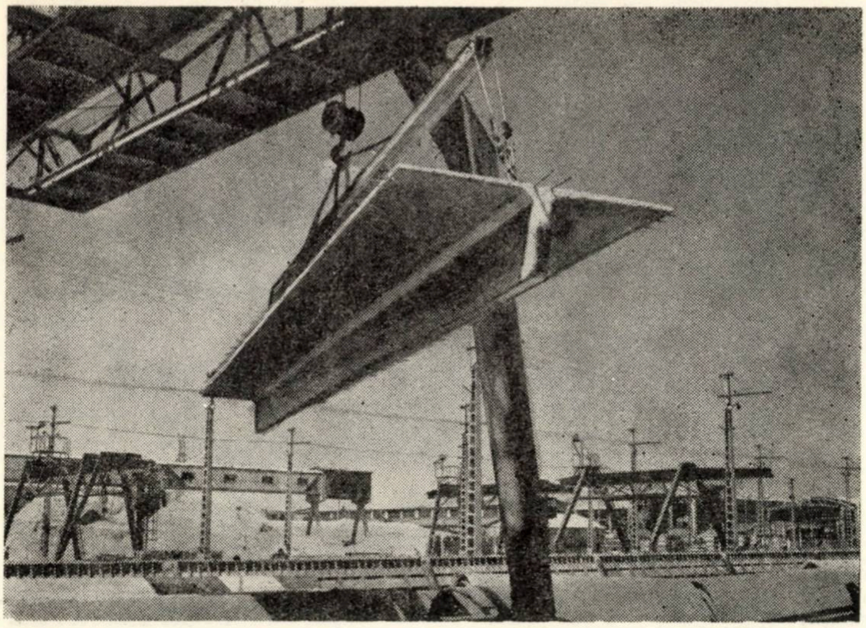


Element de suprafață TT curb de 18 m deschidere





Castel de apă de 300 m³ (proiect tip)



Element T drept ↑

Satisfacerea condiţiilor optime de exploatare, conformarea structurilor corespunzător solicitărilor seismice de la noi, adoptarea unor scheme de calcul a căror materializare să ceară un consum minim de manoperă, alegerea soluţiilor care să poată fi realizate cu mijloacele materiale de care dispunem şi cu tehnologiile de execuţie posibil de realizat, încadrarea în anumiţi indici de consum stabiliţi prin plan pentru materialele deficitare cer ca activitatea de tipizare să se bazeze pe studii, cercetări şi experimentări laborioase şi complexe.

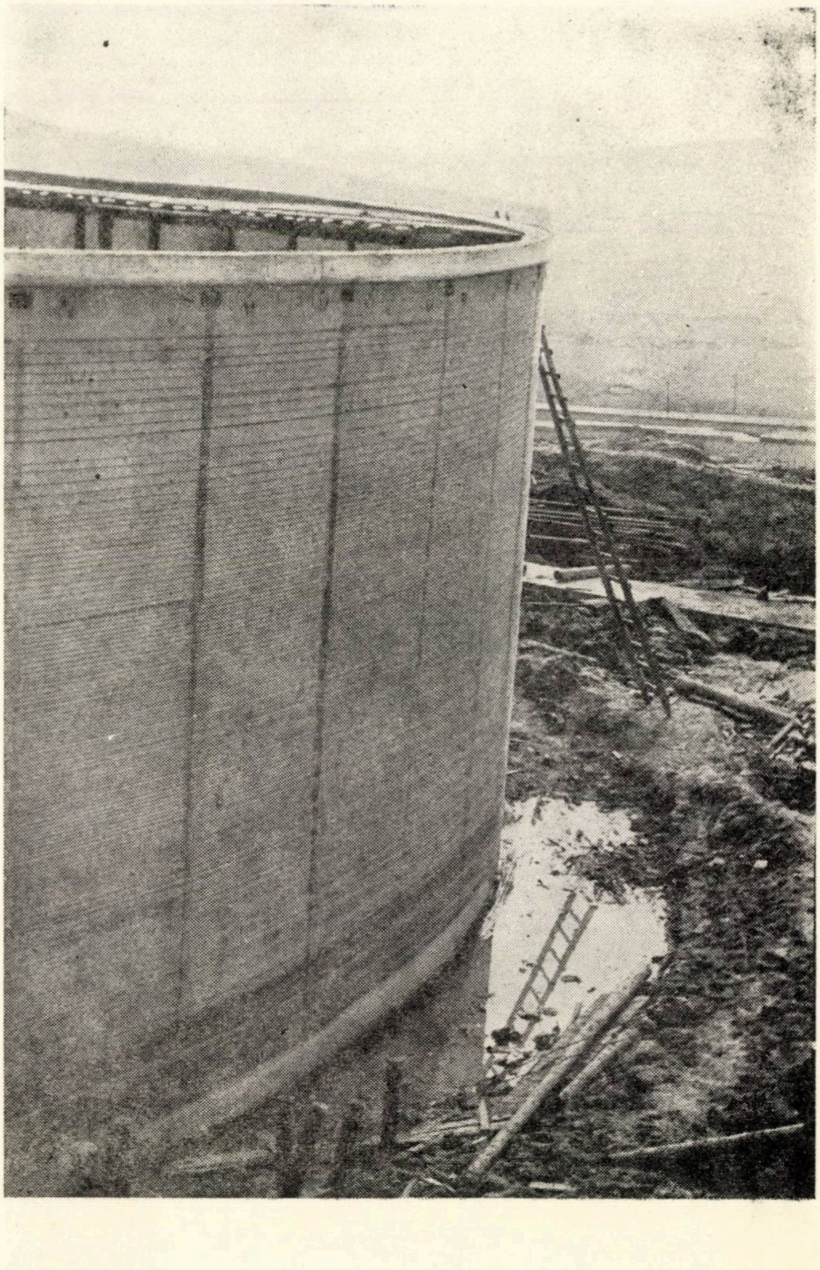
Limitarea consumului de oţel a promovat soluţii cu folosirea largă a betonului armat precomprimat şi a betonului armat cu oţeluri superioare.

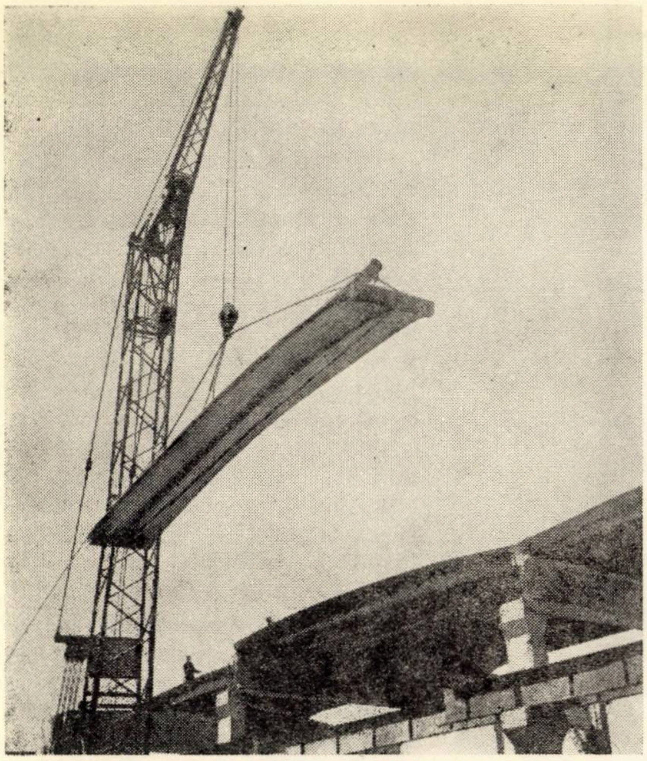
Betonul armat precomprimat a crescut la 440 mii m^3, în 1971, faţă de 370 mii m^3 realizaţi în anul 1970, iar oţelurile superioare folosite la betoane armate au crescut la 32%, în 1971, faţă de 17% folosiţi în 1966, urmînd ca în anul 1975 să depăşească 50% din totalul oţelului-beton necesar.

Tipul, forma şi gabaritele elementelor tip s-au perfecţionat continuu, reducîndu-se consumurile de materiale, manopera de pe şantier şi durata de execuţie a construcţiilor în care se folosesc. S-a trecut la elemente de dimensiuni mari din betoane de mărci superioare, precomprimate şi finisate în fabrici, lăsînd pe şantier un minim de operaţii de montaj. S-a urmărit uniformizarea greutăţii elementelor pentru a crea posibilitatea montării lor cu acelaşi utilaj şi realizarea punerii în operă direct de la mijlocul de transport, evitîndu-se astfel manipulările intermediare.

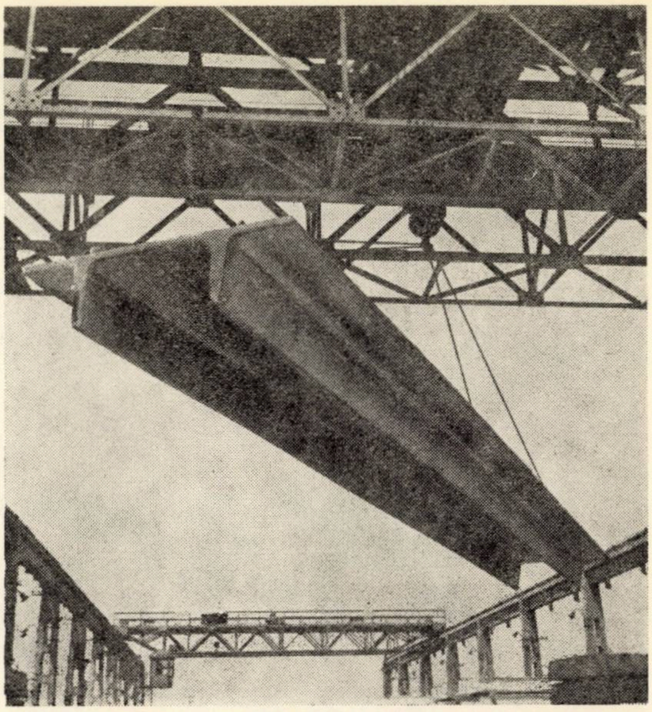
Distribuţia uniformă pe teritoriul ţării a unităţilor pro-

Rezervor precomprimat prin înfăşurare





Element T curb



Element TT drept

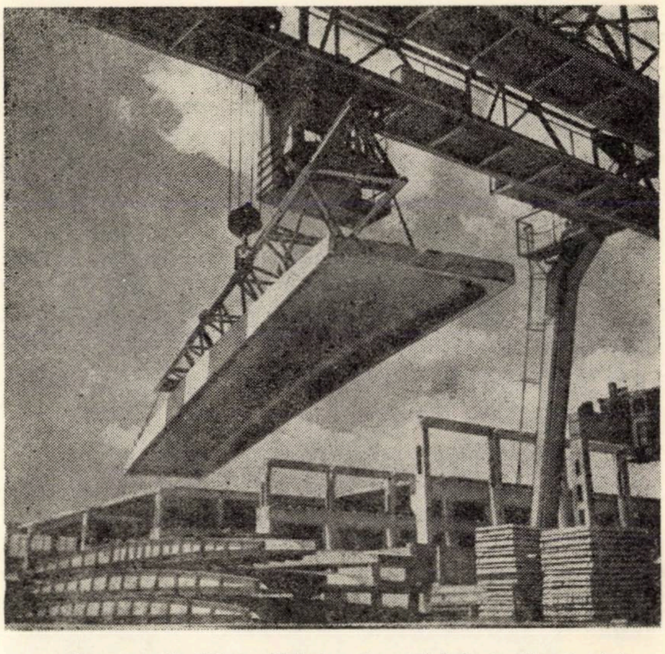
ducătoare de prefabricate și dezvoltarea poligoanelor la trusturi şi pe marile platforme industriale şi ansambluri de locuinţe va permite turnarea direct la şantier a elementelor mari, extinzînd astfel folosirea elementelor de beton armat la construcţii cu deschideri mari.

În anul 1972 s-au produs şi montat primele grinzi cu inimă plină de 24 m pentru hale cu travee de 6 m, ceea ce constituie o performanţă tehnică.

Sînt în curs de experimentare elementele de suprafaţă de 24 m, care vor permite realizarea tramelor de 24 × 12 m. Se studiază halele cu trame pătrate de 18 × 18 şi 24 × × 24 m. Prin folosirea în viitor a unor mărci mai ridicate de betoane (B 600 — B 800) se vor putea spori deschiderile pînă la 30 — 40 m, pînă la care va putea fi raţională folosirea construcţiilor din beton precomprimat.

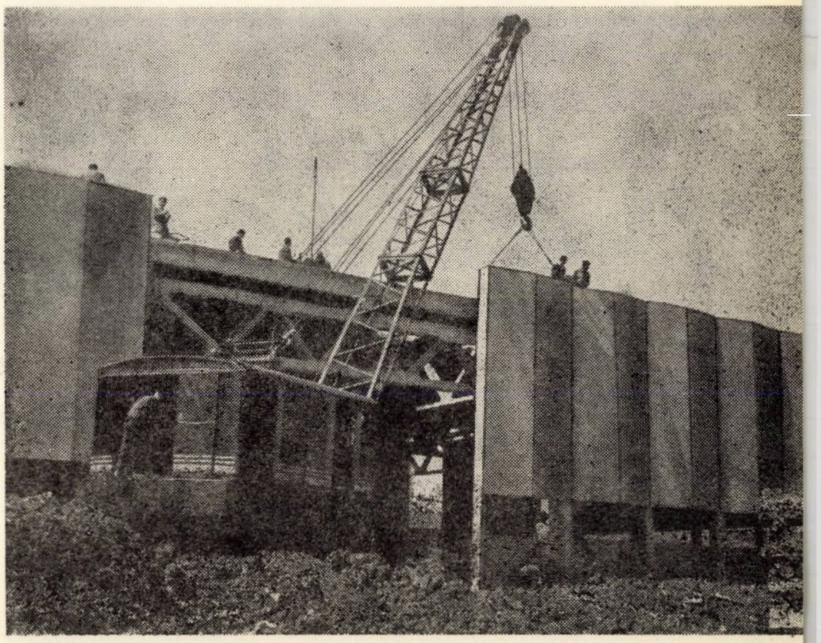
S-au extins soluţiile pentru prefabricarea pereţilor exteriori la hale industriale.

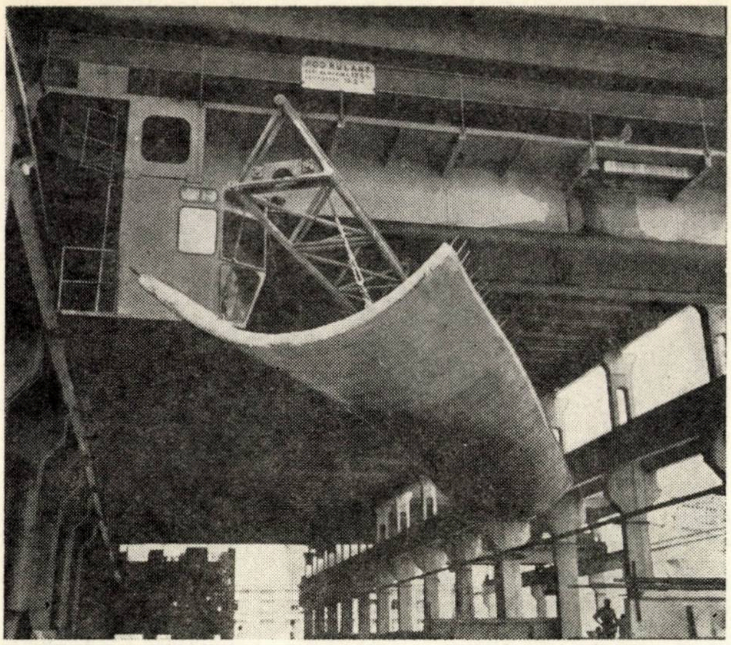
Se impune în continuare perfecţionarea tehnologiei de trans-



Chesoane de 12 m (Fabrica de prefabricate Constanţa)

Pereţi din panouri prefabricate →





Element autoportant pentru acoperiș (Fabrica de prefabricate Constanța)

port și montaj, fiind necesară o micșorare a toleranțelor la șantiere și deci o mărire a exigenței și preciziei la montaj.

Prefabricarea trebuie extinsă și la celelalte elemente de infrastructură, fundații, gospodărie subterană, elemente de instalații etc.

Pentru a se reduce munca de proiectare se va trece la tipizarea ansamblurilor constructive de hale în mod complex, inclusiv a rețelelor de instalații.

Folosirea elementelor de mare serie care să sporească gradul de industrializare, folosirea elementelor mari, ușurarea construcțiilor pentru a spori dimensiunile elementelor componente, introducerea pe scară largă a betonului precomprimat și realizarea lui în condiții eficiente și pe șantiere, folosirea betonului ușor, a betonului aparent, a mărcilor ridicate, a soluțiilor mixte și a tehnologiilor moderne ce n-au putut fi încă promovate reprezintă posibilități eficace ce trebuie adoptate pentru a spori eficiența prefabricării.

Tipizarea și prefabricarea halelor etajate cu mai multe niveluri trebuie să constituie una din soluțiile menite să rezolve problema economisirii terenurilor. În rezolvarea lor nu trebuie mers exclusiv pe soluții integral prefabricate, îmbinările și anumite conformări cerînd adesea folosirea parțială a betonului monolit.

Concepția avută la proiectarea acestor construcții a fost ca realizarea îmbinărilor elementelor prefabricate în nodurile de cadre ce le alcătuiesc să redea, în final, continuitatea de efort și deformație a structurii cît mai asemănătoare unei structuri monolite în cadre.

Prefabricarea integrală a construcțiilor etajate impune deci o exigență sporită, atît a calității elementelor (cu respectarea strictă a toleranțelor), cît și a execuției (montaj, betonarea nodurilor, realizarea sudurilor de îmbinare etc.).

Ținînd seama de aceste imperative, s-au tipizat construcțiile pînă la P + 2 niveluri în soluții integral prefabricate, care asigură realizarea stîlpilor dintr-o bucată, și s-au ales soluții mixte, cu stîlpii monoliți turnați în cofraje de inventar, pentru construcții cu mai mult de două niveluri, care asigură o conformare mai bună îmbinărilor. Se realizează astfel importante economii la lemn (80%) la manoperă de șantier (20 — 30%) și la durata de execuție (cca 20%).

Un aport important în industrializarea construcțiilor trebuie să-l aducă tipizarea și prefabricarea subansamblurilor de instalații. Prefabricarea acestor elemente, care se face astăzi pe șantier, trebuie mutată în atelierele organizațiilor de montaj, în care să se producă: construcțiile metalice de susținere a instalațiilor tehnologice, rezervoare, aparate și dispozitive de amestec, conducte de aer și gaze, dispozitive complexe de distribuție, substații de transformare, panouri de comandă, elemente tehnico-sanitare, instalații de cazane și auxiliare, precum și panouri sanitare pentru locuințe și anexe sociale.

Tipizarea soluțiilor și detaliilor de prindere a aparatelor,

Transportul unei grinzi precomprimate de 24 m deschidere.

rețelelor și instalațiilor necesare lucrărilor de organizare a șantierelor va duce, atît la perfecționarea soluțiilor existente, cît și la asigurarea demontabilității și deci a recuperării instalațiilor de organizare.

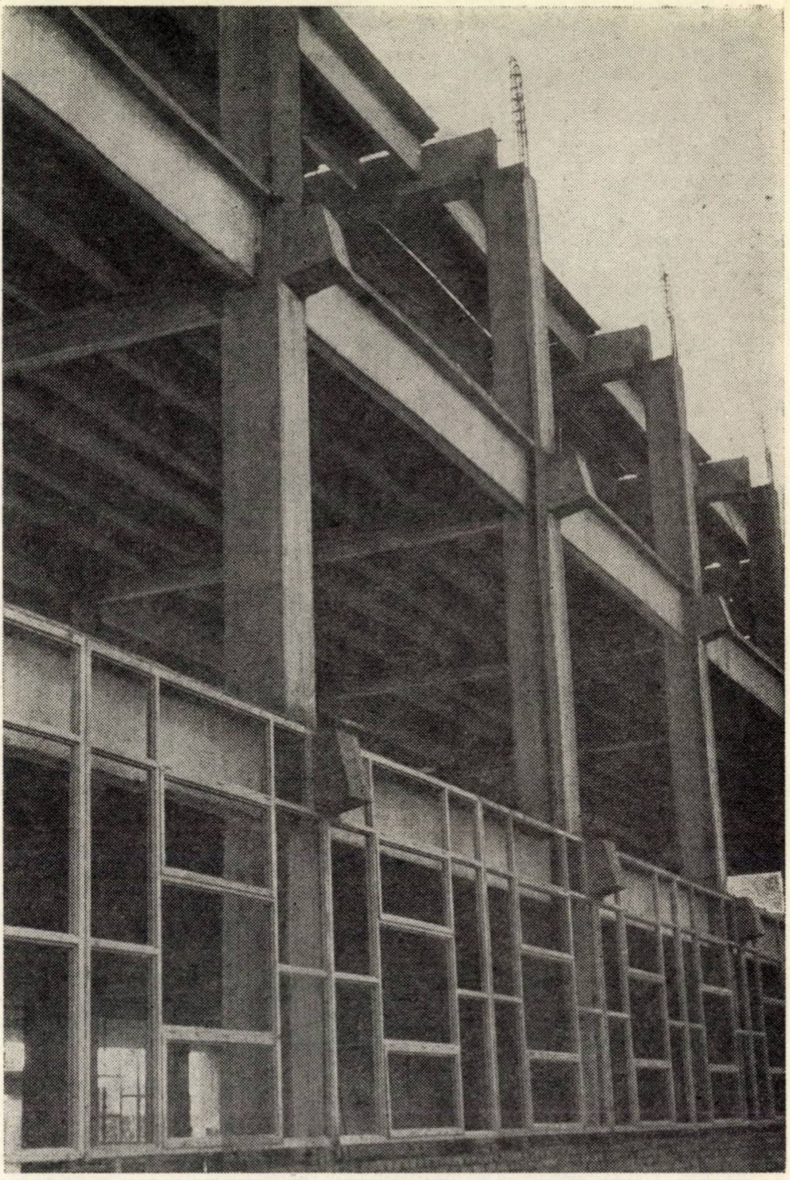
★

Rezolvarea anumitor necesități tehnologice specifice unor ramuri industriale impune folosirea metalului, în special la structura halelor cu deschideri mari, la grinzile ce susțin poduri grele, la eșafodajele și susținerile utilajelor tehnologice etc. Îmbinarea judicioasă a elementelor metalice cu cele de beton armat constituie una din soluțiile optime de alcătuire în acest caz.

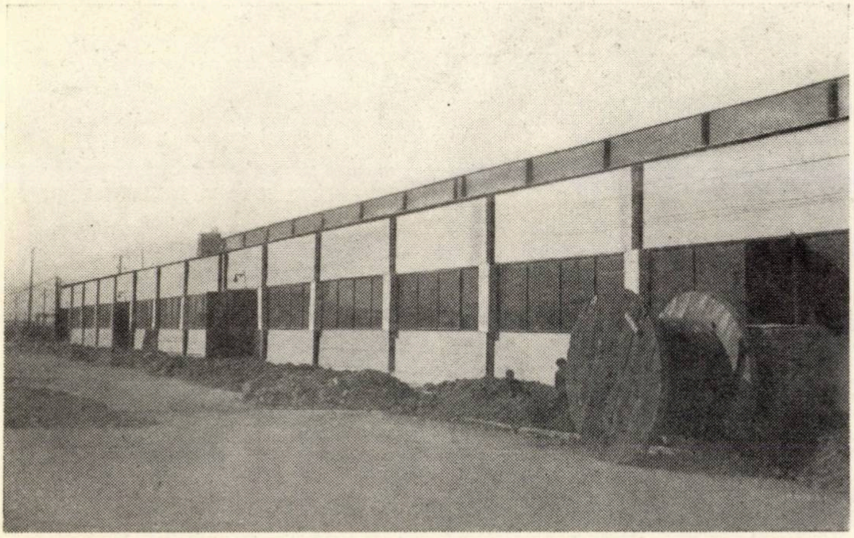
Economisirea metalului trebuie realizată și prin folosirea, la alcătuirea elementelor prefabricate metalice, a profilelor subțiri și a tablei subțiri, care prin îndoire în profile corespunzătoare (cutare) poate da elemente foarte rezistente și în același timp foarte ușoare. Se pune problema realizării măsurilor moderne de protecție anticorosivă (fosfatare, galvanizare la cald, aplicare de vopsele pe bază de polimeri etc.).

Progresul tehnic realizat în producerea profilelor metalice cu pereți subțiri și economiile importante de metal pe care folosirea lor le generează impun tipizarea elementelor de construcție alcătuite din acestea și trecerea producției lor pe linii tehnologice specializate, care să asigure, atît o asamblare judicioasă, cît și în special, rezolvarea problemelor de protecție anticorosivă.

Pe aceeași linie, introducerea rețelelor spațiale reticulare permite prefabricarea în uzină, atît a elementelor de construcție, cît și a ansamblurilor, direcție care trebuie urmată paralel cu introducerea învelitorilor și elementelor de închidere ușoare din tablă cutată, azbociment, elemente sandviș cu termoizolare ușoară ce sînt indicate a fi folosite atunci cînd structura este alcătuită din elemente ușoare metalice.

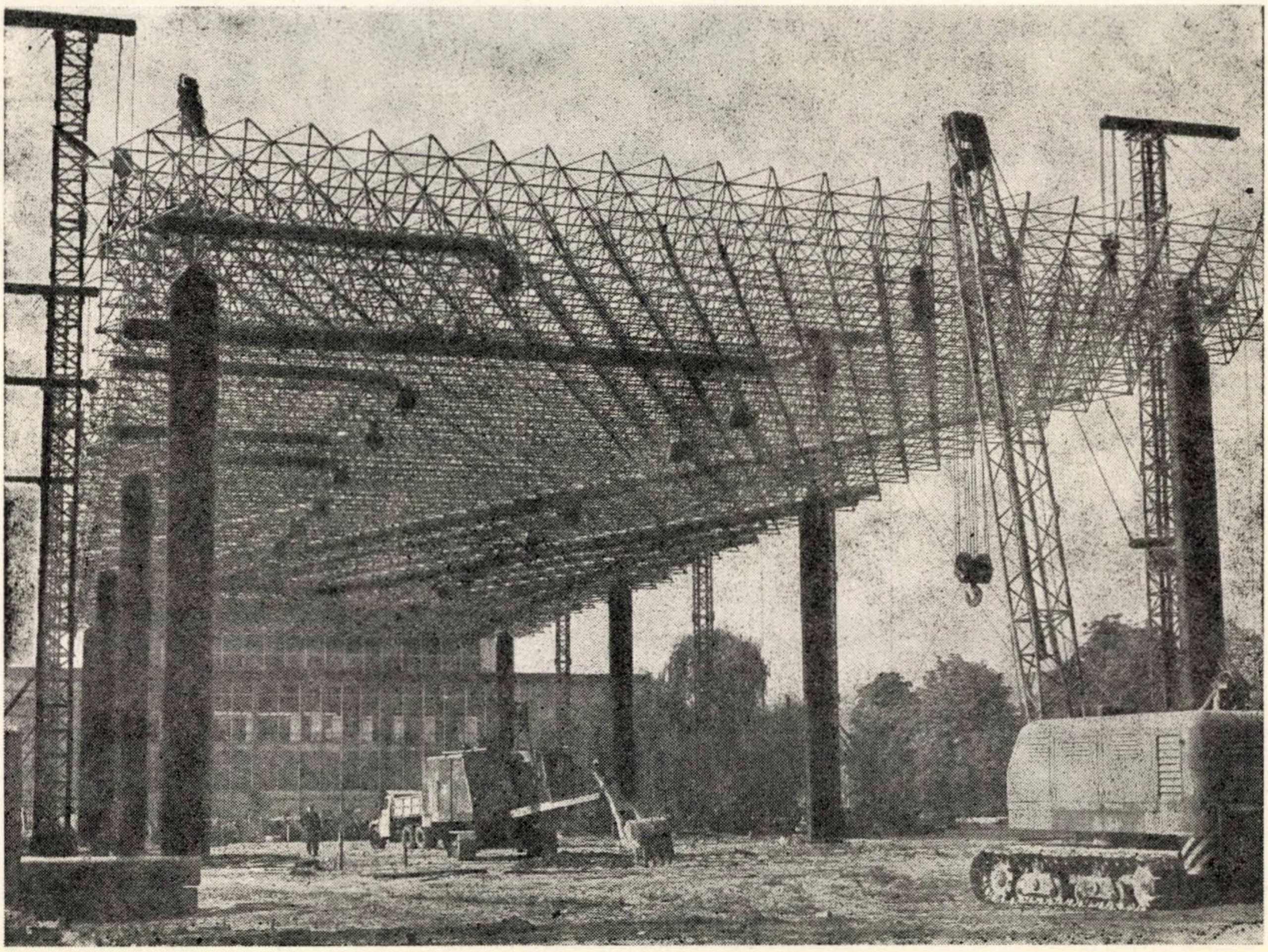


Hală etajată prefabricată (proiect tip)



Pereți din beton celular autoclavizat (Fabrica de confecții metalice Găești)

Hală cu pod rulant greu. Structură metalică



Construcţie metalică din reţea spaţială reticulară

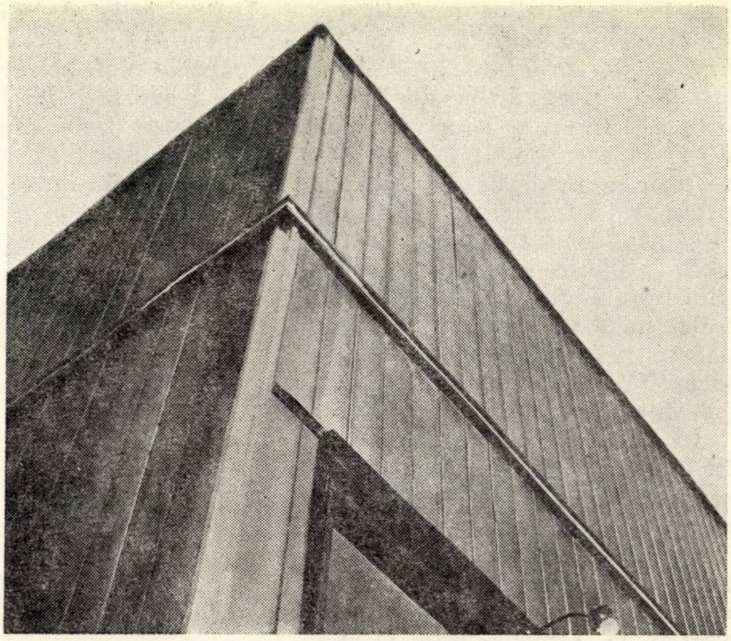
Problema esenţială ce trebuie rezolvată pentru industrializarea construcţiilor pe baza tehnicii noi este asigurarea cu materialele noi, uşoare şi eficiente, care să fie corespunzătoare, atît prefabricării elementelor, cît şi asigurării rezistenţei, durabilităţii şi necesităţilor sporite de protecţie şi finisare a construcţiilor. Cităm cîteva din materialele care se produc sau care se vor produce şi care satisfac aceste cerinţe : betonul celular autoclavizat, corpurile ceramice eficiente, produsele din ceramică fină, granulitul şi perlitul, materialele termo- şi fonoizolatoare pe bază de fibre minerale, piatra de construcţie şi produsele din mozaic, cimenturile speciale (cu rezistenţe iniţiale mari), azbocimentul simplu sau asociat, sticla laminată profilată pentru construcţii, sticla securizată, ipsosul de construcţii. De asemenea, în această categorie trebuie incluse materialele pe bază de polimeri (mase plastice) pentru fono- şi termoizolare, pentru închidere şi pentru lucrările auxiliare : chiturile şi adezivii.

Trebuie luată în considerare asocierea acestora cu elemente prefabricate, cu tablă din oţel cutată şi din aluminiu şi realizarea elementelor uşoare şi eficiente pentru pereţii, acoperişurile şi plafoanele construcţiilor.

Pentru a stabili linia de urmat în producerea şi folosirea materialelor moderne la industrializarea construcţiilor este necesară precizarea cîtorva elemente ce concură la realizarea acestor produse.

Definind drept grad de industrializare a unei construcţii raportul dintre costul elementelor componente ale acesteia, care sînt fabricate industrial, şi costul total al construcţiei, putem considera că vom ajunge la industrializare totală atunci cînd acest raport va fi aproape de unitate.

Fabricarea industrială cere standardizarea elementelor pentru a putea fi produse în serie în fabrică. Nu putem admite însă că pentru a spori gradul de industrializare a construcţiilor pînă la o industrializare totală, vom standardiza construcţiile, adică vom produce în serie construcţii identice.



Pereţi cu profilit

Trebuie să avem posibilitatea să realizăm construcţii diferite şi variate care să corespundă condiţiilor tehnice, arhitectonice şi economice diferite printr-un joc de elemente standard suficient de variate. Numai aşa se păstrează rolul arhitectului, atît în gospodărirea spaţiilor şi volumelor, cît şi în compunerea elementelor în diferite obiecte şi în realizarea ansamblurilor adecvate regiunii şi terenului pe care se construieşte.

În acest scop se foloseşte, în special pentru construcţia de locuinţe, aşa-zisa *industrializare deschisă* care standardizează, în vederea fabricării industriale, elementele principale componente ale construcţiilor, cum ar fi, de exemplu, structura, şi foloseşte elemente variate pentru celelalte părţi cum sînt elementele de închidere, finisaje şi instalaţii.

Industria prefabricatelor va spori elementele tip pentru structuri, atît la construcţiile industriale, cît şi la locuinţe.

Noile materiale sînt chemate să contribuie la realizarea celorlalte elemente ce compun construcţiile, creînd în acelaşi timp şi condiţiile necesare realizării efectelor arhitectonice şi diversificarea lor.

Pentru ca materialele să se încadreze armonios în imperativele industrializării arătate, ele trebuie să aibă următoarele caracteristici :

— să se producă în fabrici, în elemente de serie ;

— să poată fi asamblate singure sau asociate cu elemente prefabricate, suficient de variate pentru a permite combinări multiple ;

— să permită o manipulare şi montare uşoară, sporind astfel domeniul lor de utilizare ;

— să poată fi depozitate în stoc pentru a putea satisface astfel nevoile neritmice ale şantierelor.

Pentru a reduce consumul de manoperă de finisaj, aceste materiale trebuie să fie astfel alese încît :

— fie să constituie prin structura lor şi elemente de finisaj (azbocimentul, blocurile ceramice de faţadă, sticla de construcţie, aluminiul, onduluxul etc.) ;

— fie să permită aplicarea cu uşurinţă a măsurilor de protecţie şi finisaj direct sau o dată cu prefabricarea lor, în unităţile în care se realizează (vopsele aplicate mecanic, pelicule din masă plastică, galvanizare, eloxare sau ceramică glazurată aplicată la fundul cofrajelor panourilor o dată cu prefabricarea lor etc.).

Sporirea gradului de industrializare a lucrărilor de închidere și finisare a construcțiilor cere sporirea sortimentelor de materiale moderne ce pot fi produse în fabrici în elemente eficiente de serie care, asamblate singure sau asociate pe linii tehnologice specializate, să fie trimise pe șantier în locuri corespunzătoare părților de construcții în care se integrează (platforme, pereți, pardoseli etc·).

În cazul în care asamblarea în elemente de construcție nu se poate realiza, se va urmări presortarea și preasamblarea în subansambluri a acelor materiale ce se pretează la aceste operații pentru a asigura livrarea la dimensiunile cerute și într-un stadiu maxim de prelucrare, ușurînd astfel operațiile de montaj și reducînd manopera de pe șantier.

Pentru ca noile produse să ajungă pe șantier în condiții optime trebuie organizate la producător ambalarea și manipularea cu dispozitive speciale. De asemenea, transportul, depozitarea și manipularea pe șantier trebuie organizate în mod corespunzător pentru a conserva calitatea noilor elemente pînă la introducerea lor în operă.

★

Betonul rămîne materialul specific construcțiilor care, folosind resurse naturale inepuizabile și putînd fi turnat în forme oricît de variate, permite o largă libertate de concepție, ce se materializează în monolitismul atît de propriu structurilor de beton.

Prefabricarea sărăcește betonul de această calitate, impunîndu-i povara îmbinărilor. Din această cauză, în prefabricare trebuie folosite tehnici de execuție specifice industriei. Eficiența prefabricării este asigurată în special în măsura în care se exploatează resursele pe care le oferă în direcția creșterii productivității muncii. Se vede din tabelul 1 diferența consumului de manoperă între cele două procedee (prefabricat și monolit).

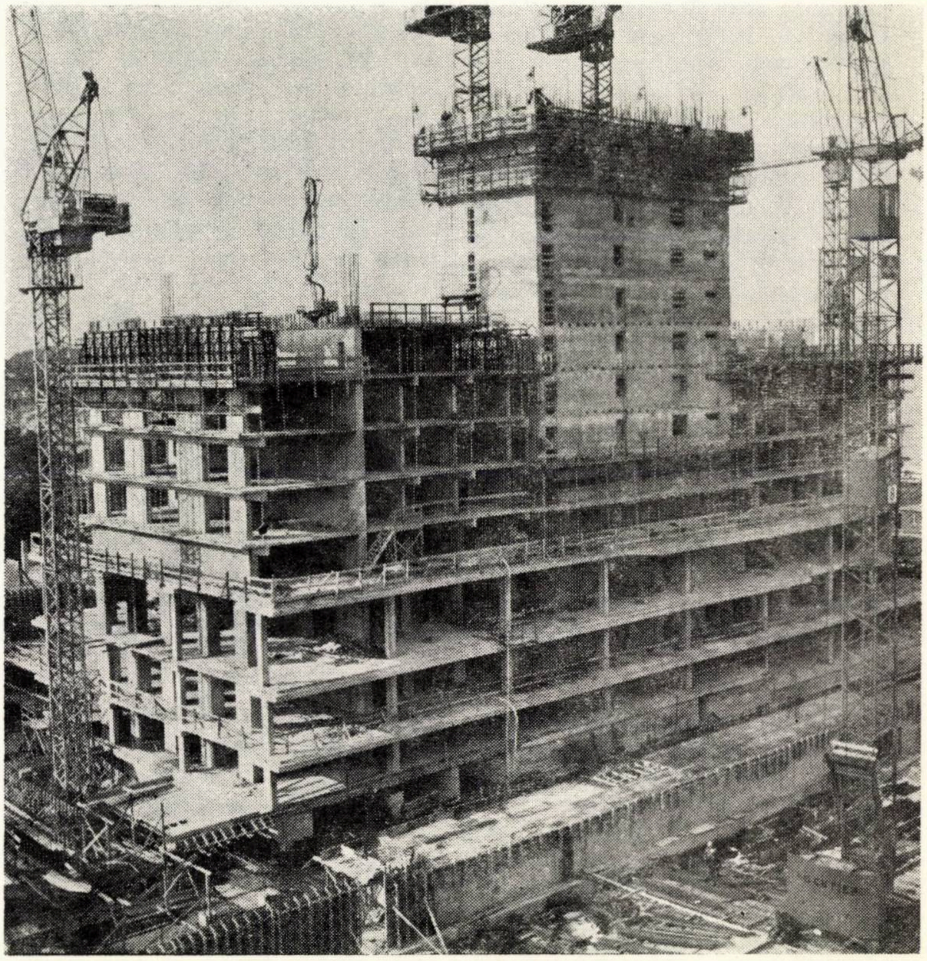
Dificultățile de adaptare a conformării construcțiilor la exigențele prefabricării și greutățile asigurării nivelului tehnic necesar industriei de prefabricate însăși fac să nu se întrevadă că betonul prefabricat va depăși curînd 40 — 45 % din volumul total al betonului.

Betonul monolit rămîne totuși cu o largă folosire la lucrările de construcție (peste 50 % din cantitățile de beton armat).

Tabelul 1

Productivitatea muncii caracteristică procedeelor de realizare a structurilor de betoane

Procedee	Stadiu tehnic actual în țara noastră			Stadiu tehnic actual în țări avansate (posibil de atins în țara noastră în următorii ani)		
	Consum mediu manoperă h/m³			Consum mediu manoperă h/m³		
	Confecționare	Montare	Total	Confecționare	Montare	Total
Prin montaj prefabricate	15	9	24	3	5	8
Prin turnare la obiect	—	—	43,50	—	—	12



Construcție de beton monolit industrializat (cofraje de inventar, pompare etc.)

Din calculele estimative rezultă că în 1975 vor fi necesare peste 12 milioane m^3 beton monolit, ceea ce reprezintă dublul producției anului 1970. În ipoteza realizării acestei creșteri fără ameliorarea nivelului tehnic actual ar fi necesar un număr suplimentar de cca 60 000 de muncitori constructori, adică 1/6 din sporul de forțe de muncă pentru întreaga economie.

Tabelul 2

Rezerve disponibile de creșterea productivității muncii determinate de industrializarea betonului armat monolit

	Capitole de lucrări	Consum mediu manoperă h/m³			
		Stadiu tehnic actual în țara noastră		Stadiu tehnic actual în țări avansate (posibil de atins în țara ns. în următorii ani)	
		valoare	% din total	valoare	% din total
1	Recepționare și depozitare agregate, ciment	7,54	17,3	1,73	14,4
2	Preparare beton	0,11	0,3	0,02	0,2
3	Transport beton	3,50	8,1	0,45	3,8
4	Punere în operă (turnare propriu-zisă)	4,95	11,4	3,00	25,0
5	Cofrare	18,60	42,7	3,60	30,0
6	Armare	8,80	20,2	3,20	26,6
7	Total h/m³ beton pus în operă	43,50	100	12,00	100

Ipoteze :
Cofraj $6\ m^2/m^3$
Armătură $60\ kg/m^3$

Rezultă necesitatea, pe de o parte, a ridicării gradului de prefabricare și, pe de altă parte, a intensificării acțiunii de *industrializare a betonului monolit*. În țările avansate s-a reușit, pe această cale, să se înregistreze un consum unitar de manoperă de cca 3 ori mai mic decît cel realizat în prezent la noi (tabelul 2).

În aceste condiții, decalajul existent astăzi între nivelurile de productivitate ale celor două procedee (montaj și turnare monolit) scade în mod sensibil.

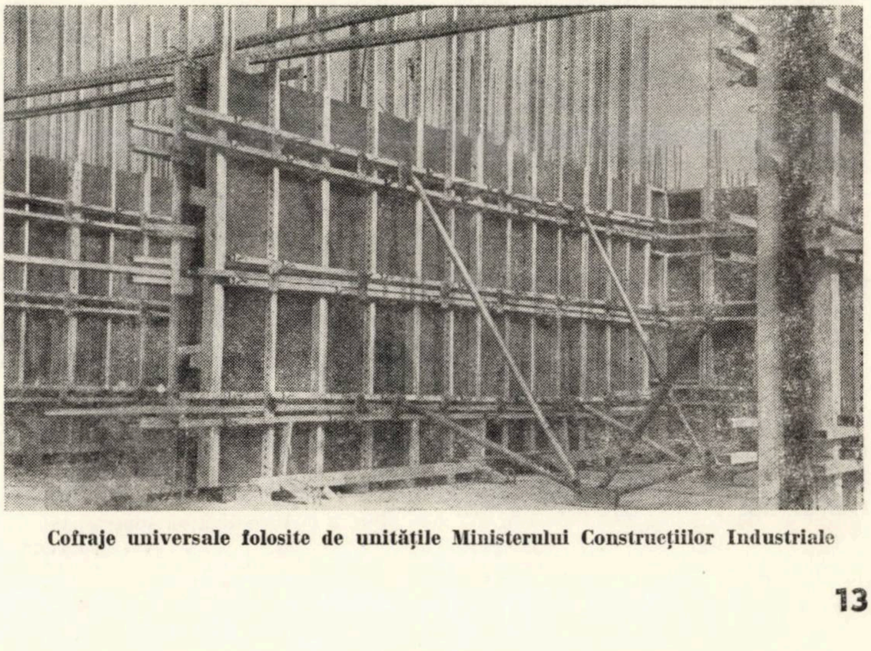
Industrializarea betonului monolit se realizează, pe de o parte, transferînd în producția industrială un volum cît mai mare din lucrările constitutive ce concură la realizarea construcțiilor monolite, cum sînt : prepararea betonului, confecționarea cofrajelor, a armăturilor în plase etc., iar pe de altă parte, mecanizînd celelalte operații de transport (cu autoamestecătoare), punere în operă (cu ajutorul pompelor de beton) și compactare, realizînd succesiunea operațiilor după un flux tehnologic adecvat fiecărei construcții și obținînd astfel reducerile de manoperă indicate la fiecare capitol în tabelul 2.

În ceea ce privește prepararea betonului, mecanizarea integrală realizată în ultimii ani a redus consumul de manoperă de 10 ori față de cel corespunzător preparării manuale.

Dacă transportul și depozitarea cimentului se realizează, în majoritatea cazurilor (pe șantierele importante), cu sisteme moderne — cisterne și silozuri echipate cu dispozitive pneumatice — transportul, depozitarea și manipularea agregatelor constituie o problemă încă nerezolvată.

Din studiile făcute de I.P.C. rezultă că soluția optimă privind depozitele de agregate este adoptarea transportului în flux continuu pe benzi transportoare.

Trebuie trecut la producerea *betonului-marfă* în unități de producție industrială care să deservească marile platforme sau șantierele din orașele sau zonele industriale, existînd mari rezerve de creștere a productivității prin automatizarea completă a tuturor operațiilor. În alte țări s-a ajuns ca producția de beton-marfă să reprezinte 50% din cantitatea de beton turnată pe șantiere și, prin aceasta, nivelul productivității muncii este de 2—3



Cofraje universale folosite de unitățile Ministerului Construcțiilor Industriale

ori mai ridicat decît cel realizat în prezent la noi.

În ceea ce priveşte transportul şi punerea în operă a betonului, trebuie realizat un proces tehnologic continuu care să asigure preluarea betonului preparat şi distribuţia în cofraje fără intermitenţe. În ţările avansate, peste 40 % din betonul-marfă se pune în operă prin pompare, ceea ce duce la reducerea consumului de manoperă cu mai mult de trei ori faţă de metodele tradiţionale. În paralel, trebuie realizată o îmbunătăţire a caracteristicilor reologice ale betonului prin perfecţionarea reţetelor şi adăugarea plastifianţilor, corelat cu folosirea utilajelor corespunzătoare compactării.

Problema fundamentală a tehnicii betonului o constituie *alegerea procedeelor de cofrare.* În cazul betonului armat monolit, cca 15 % din costul total şi 50 % din manoperă le consumă acţiunea de formare.

După gradul de variaţie a caracteristicilor geometrice, lucrările de beton se pot împărţi în trei grupe principale, fiecare definind o anumită categorie de cofraje (fig. 1).

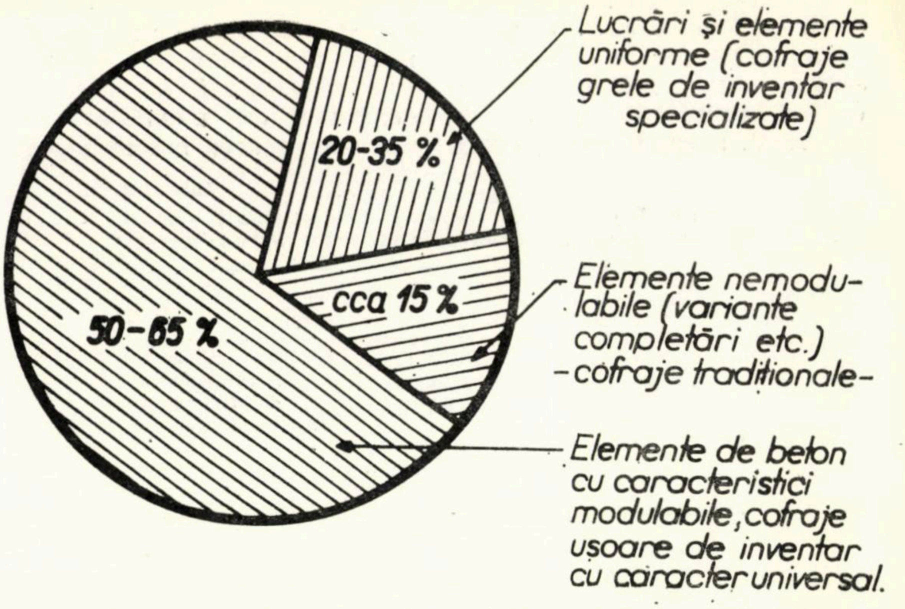


Fig. 1 — Domenii de folosinţă raţională a diferitelor sisteme de cofraje staţionare

Se poate observa că în 60 — 65 % din cazuri (la pereţi, grinzi, planşee, stîlpi, amenajările sub cota ± 0,00, canale, cuve, fundaţii de maşini etc.) se pot folosi cofrajele de inventar universale, şi numai în cca 15 % din ele, la elementele nemodulabile (obiecte unicat monumentale, elemente impuse de tehnologia zonei de racordare, îmbinări etc.) sîntem obligaţi să rămînem la cofrajele tradiţionale.

O proporţie de cca 20 — 35 % reprezintă lucrările pentru care se justifică conceperea cofrajelor specializate (glisante la silozuri, păşitoare la turnuri, pneumatice la canale, fundaţii pahar, cofraje încălzitoare pentru locuinţe etc.).

Din studiile efectuate de I.P.C. rezultă că cei doi factori ce intervin în aprecierea eficienţei economice a folosirii cofrajelor sînt : costul iniţial şi costul de refolosire. În figura 3 se prezintă variaţia costului total de exploatare a unui cofraj în funcţie de numărul de refolosiri realizate în unitatea de timp, rezultînd o creştere a eficienţei de folosire a unui cofraj de inventar cu cît i se asigură un număr mai mare de refolosiri în unitatea de timp. În ţările avansate se realizează o refolosire intensivă a acestor echipamente prin asigurarea unor unităţi specializate în producerea, exploatarea şi întreţinerea lor. În cazul construcţiilor industriale trebuie urmărită realizarea unor cofraje cu un grad maxim de universalitate şi cît mai elastic în exploatare, astfel încît să-şi găsească cît mai multe aplicări în unitatea de timp pe fiecare şantier. (A se vedea primul sistem de asemenea cofraje proiectat de I.P.C., care se aplică pe şantierele M. C. Ind., descris în îndrumătorul de aplicare a cofrajelor unificate de inventar.)

Armarea construcţiilor din beton monolit cuprinde operaţii consumatoare de manoperă (cca 20 % din consumul total).

Realizarea armăturilor sub formă de plase şi carcase sudate în producţie industrială de serie contribuie substanţial la eliminarea manoperei de asamblare şi confecţionare şi, în acelaşi timp, la reducerea con-

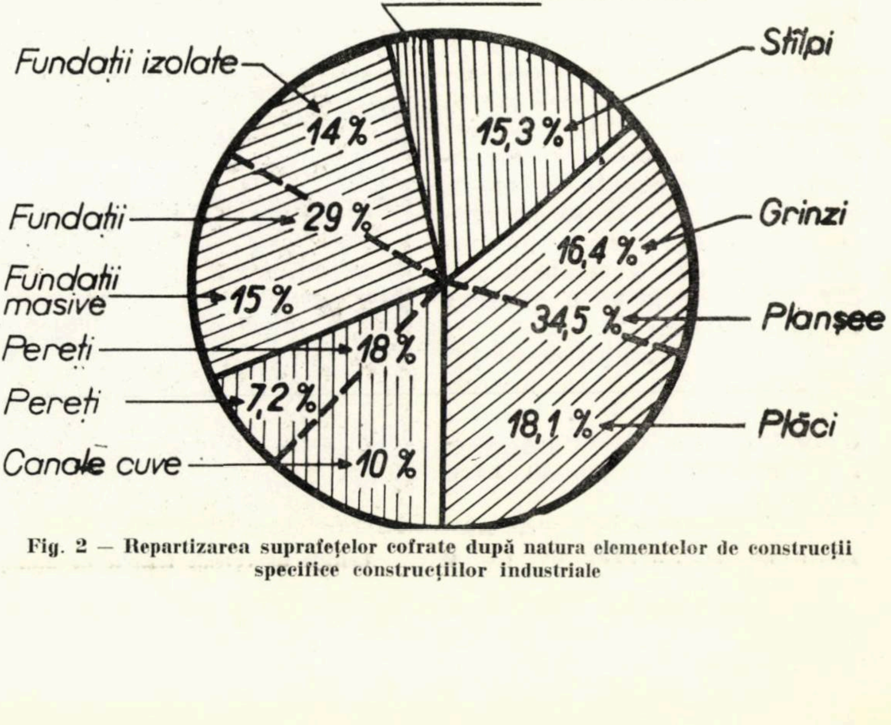


Fig. 2 — Repartizarea suprafeţelor cofrate după natura elementelor de construcţii specifice construcţiilor industriale

sumului de metal, înlesnind folosirea oțelurilor superioare (sîrma trefilată mată nu poate fi folosită decît în plase sudate).

Organizarea producției în industrie a plaselor sudate și în atelierele din bazele trustului a carcaselor rigide va ușura și transportul la locurile de montaj a armăturii.

Industrializarea construcției lucrărilor de beton monolit nu poate fi concepută în condițiile proiectării unei structuri monolite care folosește zeci de tipuri de elemente la o singură clădire. Pentru structurile din beton monolit nu se va putea aplica concepția tipizării din cazul prefabricării.

Trebuie însă aplicat în proiectare un concept de ordonare, și anume tipizarea la nivelul parametrilor generali de alcătuire, ceea ce se realizează prin *modularea dimensională*. Se vor putea astfel folosi cofrajele de inventar și armăturile produse în industrie, ale căror dimensiuni sînt determinate de dimensiunile secțiunilor. Proiectarea va aduce astfel o însemnată contribuție la realizarea acțiunilor de industrializare a betonului monolit descrise și, prin aceasta, la ridicarea eficienței economice a activității de construcții-montaj.

Direcția principală a industrializării viitoare în construcții o constituie folosirea largă a elementelor prefabricate de dimensiuni mari și trecerea la montajul lor în ansambluri mari. Construcțiile de prefabricate trebuie montate direct de pe mijloacele de transport (treilere sau remorci), eliminînd depozitele intermediare. În acest scop, trebuie dotate șantierele cu mijloacele de transport și macaralele corespunzătoare de performanțe mari.

Un rol deosebit de important în industrializarea construcțiilor rămîne deci *mecanizării și, în special, mecanizării complexe* a întregului proces tehnologic de realizare.

Realizarea structurilor din elemente prefabricate mari, care necesită precizie mare de montaj, industrializarea betonului armat monolit cerînd organizarea atît a unui flux tehnologic adecvat, cît și producerea cofrajelor, eșafodajelor, schelelor și dispozitivelor de inventar, aplicarea unor procedee moderne de execuție la realizarea construcțiilor inginerești și respectarea ritmului de execuție care să asigure termenele de realizare normate impun o pregătire a modului de execuție și de desfășurare a lucrărilor minuțios gîndită de proiectant împreună cu constructorii, pregătire care se realizează în *proiectele tehnologice de execuție*.

Analog cu pregătirea lucrului în industrie, în organizarea procesului de producție în construcții trebuie introduse reguli tehnologice obligatorii prin care să se specifice succesiunea lucrărilor, metodele și procesele de execuție, compunerea echipelor sau brigăzilor complexe, gama de utilaje ce trebuie folosite, gradul de mecanizare ce se adoptă, normele de consum cu privire la materiale și indicatorii cu privire la normarea muncii, la salarizare etc.

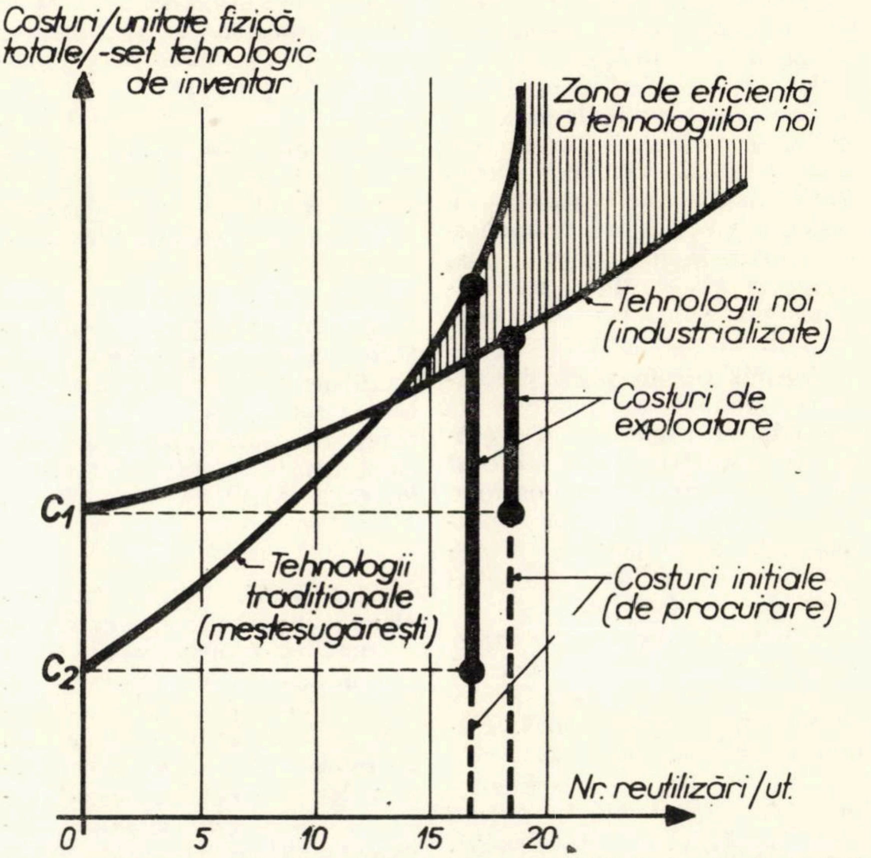


Fig. 3 — Diagrama variației costurilor unitare ale lucrării, în funcție de numărul de reutilizări ale inventarului tehnologic pe unitatea de timp

Inginerul constructor trebuie să cunoască temeinic principiile de alegere și folosire a utilajelor de construcții și să introducă în aceste proiecte mecanizarea complexă în toate operațiile de terasamente, realizări de betoane, armăturile din șantier, lucrările de montaj, în descărcarea, manipularea, transportul și depozitarea materialelor și elementelor, în lucrările de instalații etc. În această acțiune se vor folosi fișele tehnologice tip și directive elaborate de institutele de cercetare și proiectare în care trebuie să se oglindească rezultatele studiilor făcute și, în special, ale experiențelor acumulate pe șantierele de construcții.

Introducerea proceselor tehnologice pe care utilajele moderne și tehnica nouă le înlesnesc constructorilor, sporirea gradului de mecanizare a lucrărilor cu consum mare de muncă, analizarea științifică, pe baza indicilor de mecanizare și de folosire a utilajelor, a diferitelor procese tehnologice determină numărul și compoziția parcului cu care trebuie dotat sectorul de construcţii. Mergînd pe linia unificării acestui parc şi alegînd utilajele cu folosiri universale, dezvoltînd producţia de scule, dispozitive şi mecanisme necesare micii mecanizări, parcurgem căile juste ale mecanizării industriei de construcţii.

Trebuie subliniat că folosirea la maximum a capacităţilor utilajelor depinde în mare măsură de întreţinerea în stare de funcţionare a întregului parc. Iată deci necesitatea îmbinării armonioase a cunoştinţelor inginerului constructor cu cele ale inginerului mecanic, primul avînd rolul de a gîndi procesele tehnologice, stabilind utilajele ce sînt necesare pentru o mecanizare optimă, iar cel de-al doilea de a realiza această mecanizare folosind judicios utilajele şi asigurîndu-le starea tehnică necesară. Trebuie subliniată insuficienta pregătire a inginerilor constructori în aceste activităţi şi subaprecierea, care persistă, a rolului mecanicului pe şantierele de construcţii.

Mecanizarea maximă şi complexă trebuie aplicată şi în fabricile şi atelierele de producţie industrială din sectorul de construcţii, la exploatarea balastierelor şi la toate procesele de manipulare şi transport ale materialelor şi elementelor de construcţie.

Industrializarea construcţiilor impune o organizare specială a operaţiilor de construcţie pe principiul *specializării*. Numai organizaţii specializate sînt capabile să aplice pe scară largă metodele industriale în executarea lucrărilor de construcţii.

Pe lîngă aceasta, industrializarea construcţiilor cere să se acţioneze şi pe linia îmbunătăţirii sistemului de planificare, de aprovizionare şi de optimizare a transporturilor, de normare, de salarizare şi, în special, de stimulare a muncii.

Implementarea metodelor moderne de organizare şi conducere, precum şi proiectarea de ansamblu a sistemului integrat de conducere cu ajutorul Centrului de calcul al sectorului de construcţii va contribui la perfecţionarea metodelor moderne de organizare a ramurii de construcţii, acţionîndu-se prin :

— studierea, experimentarea şi implementarea metodelor moderne de conducere în activitatea de construcţii ;

— introducerea sistemului de prelucrare automată a datelor în conducerea şi organizarea activităţii de construcţii-montaj şi de proiectare ;

— instruirea şi perfecţionarea cadrelor din ramura construcţiilor, atît în profesia de bază, cît şi în problemele de conducere şi organizare a producţiei.

Trecerea la metodele industriale în execuţia construcţiilor măreşte numărul de lucrători calificaţi şi pune probleme serioase în crearea acestora, de specializare a celor existenţi şi de permanetizarea lor în sectorul de construcţii.

★

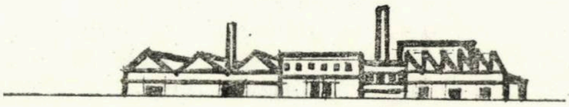
În această activitate complexă, inginerul constructor chemat să o organizeze şi să o conducă are un aport total. El trebuie să aibă cunoştinţele de bază în diferite genuri de lucrări care alcătuiesc complexele industriale, social-culturale, hidrotehnice sau inginereşti, cît şi cele necesare problemelor de ansamblu, de organizare şi conducere în condiţiile industrializării care trebuie să asigure atît ritmul desfăşurării lor, cît şi încadrarea în anumiţi parametri planificaţi.

Nu există complexe de lucrări industriale la care lucrările de căi ferate, drumuri, lucrările hidrotehnice şi inginereşti să lipsească, ele avînd, dimpotrivă, o pondere importantă. Şi nu există complexe hidrotehnice sau inginereşti la care să lipsească construcţiile industriale sau civile.

Inginerul constructor nu trebuie să fie surprins de complexitatea problemelor ce i se pun, atît în activitatea de concepţie şi proiectare, cît şi în aceea de organizare a procesului de producţie de construcţii care îmbracă toate domeniile activităţii de construcţii. Se impune deci ca inginerul constructor să dobîndească în facultate un bagaj de cunoştinţe generale care să constituie *pregătirea inginerească*. El îşi va putea lărgi nivelul de cunoştinţe în problemele de calcul, de cercetare sau de execuţie în diferitele domenii, în funcţie de modul cum îşi va desfăşura activitatea în proiectare, cercetare sau pe şantiere, şi numai după un anumit stagiu de lucru va putea să devină un specialist.

Însuşirea principiilor industrializării lucrărilor de construcţii expuse succint, studierea, aprofundarea şi aplicarea noilor tehnologii de execuţie cer o muncă de concepţie superioară atît celor din proiectare — cercetare, cît şi celor din execuţie.

Colaborarea strînsă între aceşti doi factori pe tot parcursul concepţiei, pregătirii şi execuţiei lucrărilor şi aplicarea în mod creator a acestor principii de-a lungul întregului proces de realizare va asigura progresul tehnic în activitatea de construcţii, eliminînd astfel decalajul ce ne mai desparte de nivelul ţărilor celor mai dezvoltate economic.



CZ 666.973

BETOANE UŞOARE DE REZISTENŢĂ CU AGREGATE DE GRANULIT*

Ing. **EMIL IONESCU**, ing. **DAN MANARI**
INCERC — București

ing. **MAGDALENA TOMA**, Ing. **ECATERINA VARNA**
INCERC — Filiala Cluj

1. GENERALITĂȚI

În prezent, în țările industrializate, folosirea betoanelor cu agregate ușoare cunoaște o dezvoltare rapidă datorită, pe de o parte, avantajelor pe care acestea le prezintă față de betonul greu (greutate redusă, izolare termică sporită, confort mărit, comportare mai bună la solicitări seismice, la foc etc.) și, pe de altă parte, datorită epuizării rezervelor de agregate naturale grele.

Din marea varietate de agregate ușoare utilizate în prezent, cele pe bază de argilă expandată ocupă un loc preponderent, materia de bază fiind la îndemînă în orice regiune, iar tehnologiile moderne permițînd ca din orice tip de argilă să se realizeze agregate cu caracteristici omogene și eficiente.

Avînd în vedere domeniul larg de utilizare a agregatelor ușoare din argilă, la noi în țară s-a inițiat, începînd din anul 1958, un program de cercetare — experimentare care a comportat mai multe faze, în vederea introducerii pe scară largă a betoanelor ușoare.

Într-o primă etapă s-au efectuat studii pe betoane cu un agregat produs într-o stație pilot, ceea ce a permis stringerea de date pentru trecerea la producția industrială a granulitului.

În etapa următoare, o dată cu intrarea în funcțiune a unei linii tehnologice industriale la Mureșeni — Tg. Mureș, s-a putut efectua un program sistematic și extins de cercetări și experimentări care au antrenat, pe lîngă INCERC, institutele de învățămînt superior, Centrala de prefabricate de beton și unități de execuție.

În prezent, rezultatele acestei acțiuni au permis elaborarea *„Instrucțiunilor tehnice pentru prepararea și folosirea betoanelor cu agregate din argilă expandată de tip Mureșeni”* și a *„Instrucțiunilor tehnice pentru proiectarea elementelor de beton, beton armat și precomprimat din granulit”*, ambele în curs de aprobare.

Articolul de față urmărește prezentarea caracteristicilor betoanelor de rezistență ce se pot realiza cu acest material, proprietățile lor, particularitățile tehnologice de punere în operă și de accelerare a întăririi lor, precum și cîteva din realizările mai importante.

2. AGREGATE DE GRANULIT

Granulitul se obține prin expandarea argilelor, după o tehnologie ce cuprinde următoarele principale faze :

- fărîmițarea materiei prime (argila) ;
- umezirea și granularea într-un granulator ;
- tratarea granulelor cu praf de șamotă pentru a nu se aglomera în timpul arderii ;
- arderea la 1 200°C a granulelor într-un cuptor rotativ ;
- răcirea cu aer a granulelor ;
- sortare și însilozare pe sorturi.

Expandarea argilei are loc în cuptoare rotative la temperatura de cca 1 200°C datorită degajării unor gaze în momentul vitrificării argilei. Gazele provin din disocierea sau com-

Tabelul 1

Nr. crt.	Caracteristici	U/M	Sorturi		
			0—7*	7—15	15—30
1.	Densitatea aparentă în grămadă, în stare afînată și uscată.	kg/m³	< 1 050	< 900	< 750
2.	Stabilitatea la fierbere	%	—	max. 2 %	—
3.	Absorbția de apă la 24 h	%	—	max. 25 %	—
4.	Rezistența la strivire	daN/cm²	—	40	—
5.	Rezistența la îngheț-dezgheț (pierderi în masă după 15 cicluri de îngheț-dezgehț).	%	—	max. 10 %	—

* Sort deficitar în fracțiunea 0—3 mm.

---

* Cercetările care stau la baza articolului au fost efectuate în colaborare cu ing. S. Teslaru, ing. M. Stancu și ing. M. Burtea.

binarea unor compuşi pe care îi conţine argila (Fe_2O_3, $CaCO_3$ etc.).

Masa argiloasă răcită brusc se caracterizează printr-o structură poroasă cu pori interconectaţi, ceea ce îi conferă o densitate aparentă redusă faţă de agregatele naturale grele.

Agregatul astfel obţinut se prezintă sub forma unor granule ovoidale cu un înveliş caracterizat printr-o porozitate relativ redusă faţă de cea a miezului granulei.

Agregatele produse curent de fabrica Mureşeni prezintă caracteristicile tehnice indicate în tabelul 1 şi sînt livrate în sorturile 0—7, 7—15 şi 15—30 mm. Pentru betoanele de rezistenţă sînt recomandate numai sorturile 0—7 şi 7—15 mm.

3. COMPOZIŢIILE BETOANELOR UŞOARE DE REZISTENŢĂ

Cercetările de laborator efectuate au stabilit că pentru obţinerea unui beton cu structură compactă este necesar să se corecteze granulozitatea granulitului cu un adaos de nisip de balastieră 0—3 mm, deoarece agregatul uşor de granulit este deficitar în acest sort. Adaosul de nisip la balastieră are un efect favorabil asupra lucrabilităţii şi asupra rezistenţelor, în special în cazul betoanelor cu dozaje de ciment mai reduse. Din punctul de vedere al densităţii aparente a betonului, adaosul de nisip are un efect defavorabil.

Nu apare indicat să se recurgă la obţinerea fracţiunii fine prin concasarea granulelor de granulit din sortul 15—30 mm, deoarece, pe de o parte, datorită sfărîmării învelişului granulelor se măreşte absorbţia şi deci, la prepararea betoanelor, va fi necesară o cantitate de apă de amestecare mai mare, iar pe de altă parte, forma necorespunzătoare a granulelor rezultate din concasare va influenţa negativ lucrabilitatea. Ar fi de dorit ca fabricile să producă agregat uşor sort 0—3 mm, fapt care ar duce la eliminarea adaosului de nisip de carieră.

Deoarece betoanele confecţionate cu agregate uşoare se caracterizează printr-o porozitate ridicată, la prepararea lor e necesară o cantitate mai mare de apă de amestecare faţă de betonul obişnuit.

Pentru ca amestecul de beton să-şi păstreze lucrabilitatea iniţială, cercetările de laborator au precizat că agregatele trebuie să fie umezite cu aproximativ 10 % apă. În caz contrar, agregatul absoarbe o parte din apa de amestecare datorită porozităţii sale, ducînd astfel la pierderea lucrabilităţii în intervalul de la preparare pînă la punerea în operă.

Compoziţia betoanelor de rezistenţă se stabileşte numai pe bază de încercări preliminare. Pentru efectuarea încercărilor preliminare, cercetările de laborator efectuate de INCERC au dus la stabilirea unor compoziţii cu caracter orientativ date în tabelul 2.

În tabelul 2, agregatele sînt considerate în stare uscată, iar cantitatea de apă indicată este cantitatea totală de apă, inclusiv cea care reprezintă umiditatea agregatului.

Pentru realizarea betoanelor cu structură compactă este necesar ca :

a. sortul de granulit 0—7 mm să îndeplinească condiţia de granulozitate prevăzută în tabelul 3;

b. cantitatea de ciment + nisip de balastieră 0—3 mm să fie între 600 ... 650 kg/m³ beton, după cum reiese din tabelul 4.

Pe baza proporţiilor de agregate în volume aparente date pe sorturi în tabelul 2, se calculează cantităţile de agregate în unităţi de masă în funcţie de densitatea în grămadă în stare uscată şi afînată a fiecărui sort. Ţinînd seama de cantităţile rezultate pentru fiecare sort, precum şi de cantitatea totală de agregat se face transformarea în proporţii de masă.

După această fază se calculează cantităţile respective de agregate, ciment şi apă necesare pentru 1 m³ de beton pe baza relaţiei :

$$Ag = \rho_a - (C + A)$$

în care :

Ag = cantitatea totală de agregate, în kg/m³ beton,

ρ_a = densitatea aparentă a betonului în stare proaspătă, în kg/m³,

C = dozajul de ciment, în kg/m³ beton,

A = cantitatea de apă de amestecare, în l/m³ beton.

Pentru calculul cantităţilor de agregat pe fiecare sort se va ţine seama de proporţia de masă respectivă.

În cazul în care agregatele au un anume conţinut de apă (umiditate), se vor face corecţiile respective.

Exemplu de calcul

Pentru ilustrare se dă un exemplu de calcul pentru beton de marcă B 400.

Tabelul 2

Marca	Agregate în volume aparente %			Ciment kg/m³	Apă l/m³	Densitatea aparentă a betoanelor în stare proaspătă kg/m³
	Granulit		Nisip de balastieră 0—3 mm			
	0—7 mm	7—15 mm				
B 150	50	30	20	250...300	260—300	1 850
B 200	50	30	20	280...375		
B 250	45	40	15	320...375		1000...1950
B 300	45	40	15	330...400		
B 400	45	45	10	450...500		
B 450	45	45	10			2000—2050

Din tabelul 2 se deduce proporţia, în volume, de 45% granulit sort 0—7 mm, 45% granulit sort 7—15 mm şi 10% nisip de balastieră 0—3 mm, 460 kg ciment şi 260 l apă/m³ beton.

În funcţie de valorile densităţii aparente pentru sorturile de granulit (tabelul 1) şi luînd în considerare densitatea în grămadă în stare uscată şi afînată a nisipului de balastieră de 1 800 kg/m³, rezultă, pentru compoziţia în greutate a agregatelor, următoarele valori :

$$\text{Granulit } 0-7 \text{ mm} = \frac{45 \times 1050}{100} = 473 \text{ kg}$$

$$\text{Granulit } 7-15 \text{ mm} = \frac{45 \times 900}{100} = 405 \text{ kg}$$

$$\text{Nisip } 0-3 \text{ mm} = \frac{10 \times 1600}{100} = 160 \text{ kg}$$

$$\text{Total} = 1\,037 \text{ kg}$$

Efectuînd transformarea în proporţii de masă rezultă :

$$\text{Granulit } 0-7 \text{ mm} = \frac{473 \times 100}{1\,037} = 45{,}5\ \%$$

$$\text{Granulit } 7-15 \text{ mm} = \frac{405 \times 100}{1\,037} = 39{,}0\ \%$$

$$\text{Nisip } 0-3 \text{ mm} = \frac{160 \times 100}{1\,037} = 15{,}5\ \%$$

$$\text{Total} = 100{,}0\ \%$$

Aplicînd relaţia :

$$Ag = \rho_a - (C+A)$$

rezultă :

$$Ag = 2\,000 - (460 + 260) = 1280 \text{ kg}$$

ceea ce, pe sorturi, este echivalent cu :

Granulit 0 — 7mm = 0,455 × 1280 = =582 kg
Granulit 7 —15mm = 0,390 × 1280 = =500 kg
Nisip de balastieră 0 — 3mm = 0,155 × 1280 = =198 kg
1280 kg

Rezultă deci, pentru compoziţia în masă a betonului cu agregate din argilă expandată în granule (granulit) de marcă B 400, următoarele cantităţi :

Ciment (C)	=460kg/m³
Apă (A)	=260—,,—
Granulit 0—7 mm	=582—,,—
Granulit 7—15 mm	=500—,,—
Nisip de balastieră 0—3mm	=198—,,—
	2000 kg/m³.

Pentru efectuarea corecţiei de umiditate trebuie să se aibă în vedere umiditatea fiecărui sort în parte. Presupunînd că sorturile respective conţin umidităţile de mai jos, se obţin următoarele cantităţi :

Granulit 0—7 mm 10% umiditate
Granulit 7—15 mm 8 % umiditate
Nisip de balastieră 0—3 mm 1 % umiditate
Granulit 0—7 mm = 582+58 (10%)= = 640 kg /m³
Granulit 7—15 mm=500 + 40 (8 %) = = 540 kg/m³
Nisip de balastieră 0—3 mm =198 +2 (1 %) = 200 kg/m³.
Apa necesară amestecului = 260 — — 100 *l* (umiditatea conţinută de agregate) = 160 l/m³.

Cu această compoziţie se fac încercările preliminare şi se verifică realizarea condiţiilor de densitate aparentă în stare proaspătă, precum şi rezistenţa la compresiune la 7 şi 28 de zile.

Luînd în considerare faptul că betoanele cu agregate uşoare se caracterizează printr-o lucrabilitate mai redusă, pentru îmbunătăţirea acestei caracteristici cercetările efectuate au urmărit să stabilească efectele aditivilor plastifianţi.

Dintre produşii cercetaţi, un efect favorabil s-a obţinut cu aditivul plastifiant cu caracter de antrenor de aer denumit DISAN care, prin introducerea în masa betonului a unui volum suplimentar de aer, măreşte lucrabilitatea şi permite reducerea cantităţii de apă de amestecare cu 3 . . . 8 % faţă de amestecurile de aceeaşi consistenţă fără aditivi.

Studiile efectuate pînă în prezent au dus la recomandarea utilizării aditivului plastifiant DISAN numai în cazul amestecurilor întărite în condiţii normale de temperatură.

Proporţia recomandată de aditiv este de 0,6 % substanţă activă faţă de cantitatea de ciment.

4. CARACTERISTICILE BETONULUI DE REZISTENŢĂ CU AGREGATE DE GRANULIT

Cu agregate de granulit se pot realiza betoane compacte avînd mărci pînă la B 450 inclusiv. În tabelul 5 sînt cuprinse principalele caracteristici fizico-mecanice ale acestor betoane.

Betoanele de rezistenţă cu agregate de granulit se pot utiliza la :

— buiandrugi, centuri, planşee, panouri de pereţi, grinzi, chesoane etc. din beton armat ;

— grinzi, elemente de suprafaţă pentru acoperişuri, planşee şi alte elemente din beton precomprimat.

Datorită faptului că aceste betoane sînt caracterizate printr-un grad de porozitate mai mare din cauza structurii agregatului, ele nu sînt recoman-

Tabelul 3

Ochiuri cu Ø de (mm)	1	3	7
Trece %	20...30	40...50	90...100

Tabelul 4

Materiale	Cantităţi (kg/m³) beton de marcă			
	B 150	B 200	B 250	B 400
Nisip dè balastieră 0—3mm	390	370	290	185
Ciment	220	280	310	465
Total	610	630	600	650

Tabelul 5

Structura	Marca	Densit. apar. în stare întărită kg/m³	Modulul de elast. la 0,3 Rp. kgf/cm²	Contracția mm/m la 120 zile	Conduct. term. kcal/mh°C în stare uscată	Rezist. la îngheț-dezgheț.
Compactă	B 150		130 000		0,55	
	B 200		150 000			G 50
	B 250	1 850	165 000	0,50	0,65	
	B 300		180 000			
	B 400	1 950	200 000			
	B 450		210 000	0,60	0-75	G 100

date a fi utilizate în următoarele condiții :

- la executarea zidurilor subterane, a fundațiilor, precum și a soclurilor sub nivelul stratului hidroizolant ;
- la lucrările hidrotehnice și la lucrările de drumuri ;
- la zidurile exterioare ale încăperilor cu regim permanent de umiditate peste 70 %, ca de exemplu : albitorii, spălătorii, băi publice etc. ;
- la elementele clădirilor în care atmosfera conține agenți chimici dăunători, ca de exemplu : fluor, clor, oxizi de azot, gaze sulfuroase, amoniac, clorură de sodiu, sulfați, azotați și bicromați.

În condiții de umiditate temporară de peste 70 % se admite utilizarea elementelor armate din beton cu agregate de granulit de Mureșeni, cu condiția ca elementele de beton să fie tencuite cu mortare de ciment protejate prin vopsitorii în ulei sau placaj ceramic, faianță etc.

De asemenea, este interzisă utilizarea betoanelor cu agregate din granulit la execuția elementelor solicitate la încărcări repetate, care fac necesară o verificare la starea limită de oboseală.

5. TEHNOLOGIA DE PREPARARE ȘI DE PUNERE ÎN OPERĂ

Prepararea betoanelor cu agregate de granulit se efectuează în aceleași condiții cu cele ale betoanelor grele, cu mențiunea că, așa cum s-a mai arătat, agregatele ușoare trebuie preumezite, efectuînd corecțiile de umiditate respective (vezi ex. de calcul).

În ceea ce privește dozarea, timpul de amestecare, transportul betonului, nu apar probleme speciale care să diferențieze betoanele de granulit de betoanele grele.

O atenție deosebită s-a acordat, în cadrul programului de cercetare, modului în care trebuie efectuată compactarea betonului, deoarece în literatura de specialitate se semnalează comportarea diferită în unele cazuri a acestor betoane față de cele grele, precum și pericolul segregării în timpul vibrării.

Cercetările fiind în curs la data scrierii articolului, în cele ce urmează se prezintă numai primele rezultate obținute.

Studiile efectuate s-au axat în primul rînd pe stabilirea particularităților compactării betoanelor de granulit cu ajutorul unor utilaje cu o frecvență de 3 000 osc./min și amplitudinea oscilațiilor transmise betonului variind între 0,06 și 0,24 mm.

Corelația între valorile amplitudinilor oscilațiilor transmise betonului, raportul *a*/*c* și rezistența la 28 de zile sînt prezentate în fig. 1 și 2 pentru betoanele de marcă B 250 și B 400.

Rezultatele pun în evidență similitudinea alurii curbelor înregistrate în cazul betoanelor de granulit cu cea a curbelor obținute la betoanele grele, stabilite în cadrul cercetărilor anterioare. Aceasta se poate datora și faptului că agregatele de granulit fabricate la Mureșeni au o densitate în grămadă destul de ridicată, ceea ce face ca betoanele obținute cu aceste agregate să se diferențieze puțin în ceea ce privește comportarea la vibrare față de betoanele obișnuite.

În ceea ce privește energia de vibrare necesară pentru compactarea unor betoane de consistență egală preparate cu agregate grele și ușoare, se

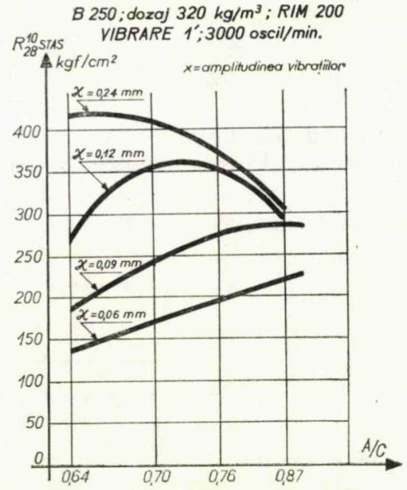


Fig. 1

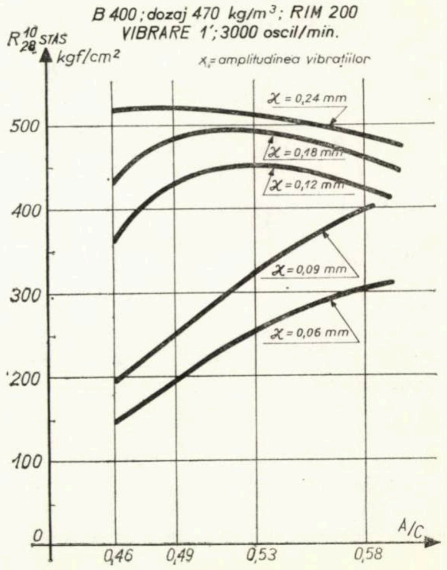


Fig. 2

observă că pentru betoanele de granulit energia necesară, exprimată în amplitudinea mişcării, pentru asigurarea unei compactităţi optime, este mai redusă cu 20—25 % decît energia necesară pentru betoanele grele. Astfel, pentru betoanele avînd aceeaşi consistenţă (timp de remodelare 8...15 s), amplitudinile minime necesare se situează între 0,12—0,15 mm la betoanele grele şi între 0,09 şi 0,12 mm la betoanele de granulit.

De aici se poate întrevedea, în cazul utilizării agregatelor de granulit, posibilitatea reducerii energiei de vibrare necesară compactării betonului. Se poate întrevedea o reducere şi mai mare a energiei de vibrare în cazul cînd agregatele de granulit ar avea o densitate mai redusă.

Trebuie menţionat că la nici una din compoziţiile de beton recomandate nu s-au înregistrat segregări în timpul vibrării, aceasta datorită greutăţii specifice relativ ridicate a agregatului uşor de Mureşeni în comparaţie cu agregatele similare din alte ţări.

6. TRATAREA BETOANELOR DUPĂ TURNARE. ACCELERAREA ÎNTĂRIRII

Pentru betoanele cu agregate uşoare se recomandă, în cazul întăririi în condiţii normale de temperatură, a se asigura o păstrare de minimum 7 zile în mediu umed.

În cazul betoanelor a căror întărire este accelerată prin tratare termică este în curs un program de cercetări cu termen final 1972, primele rezultate obţinute fiind prezentate în cele ce urmează.

S-au utilizat procedee de accelerare prin tratare termică cu abur viu (în etuve) şi în tipare încălzitoare.

S-au păstrat constante : perioada de aşteptare (3 ore), de ridicare a temperaturii (2 ore) şi de răcire (1 oră) şi s-a variat perioada de izotermie între 1—3 ore.

Temperatura de izotermie a fost de 80 şi 100°C.

Din rezultatele obţinute, prezentate în tabelul 6, se constată că în general pierderile de rezistenţă sînt de ordinul celor observate la betoanele grele.

Aceste rezultate diferă de cele semnalate în literatura străină de specialitate datorită particularităţilor agregatului de Mureşeni (densitatea în grămadă mare şi deci o porozitate mai redusă), ceea ce face ca acesta să se comporte în beton asemănător cu agregatele grele, adică nu reuşeşte să înmagazineze o cantitate suficientă de apă pe care să o cedeze ulterior şi astfel să ajute la hidratarea în timp a granulelor de ciment. Aceasta fiind situaţia, scăderile de rezistenţă s-au datorat cimentului RIM 200 care nu este un ciment cu o comportare foarte bună la tratare termică.

Analizînd influenţa temperaturii de izotermie se constată că temperatura de 80°C duce la rezistenţe sporite la 28 de zile cu 8—12 %, faţă de cea de 100°C, datorită unei pierderi mai scăzute de apă de amestecare în timpul tratamentului.

Asupra rezistenţelor la decofrare, influenţa temperaturii, pentru ciclurile lungi de tipul celor experimentate, este mai puţin importantă, rezultatele obţinute fiind apropiate.

În ceea ce priveşte procedeul de tratare, tratarea cu abur viu, în contact direct cu betonul, s-a dovedit superioară tratării termice în tipare încălzitoare, rezistenţele obţinute fiind mai mari în special la 28 de zile (8—12 %).

Trebuie remarcat că ciclurile de tratare la 100°C în tipare încălzitoare sînt lungi faţă de ceea ce se cunoaşte din experienţele pe betoane grele şi trebuie aşteptate rezultatele definitive ale cercetărilor pentru a se putea trage concluzii definitive.

7. REALIZĂRI ÎN PRODUCŢIE

În cadrul programului de cercetare, s-a prevăzut şi execuţia unor lucrări cu caracter experimental în vederea verificării, pe de o parte, în condiţii de execuţie a compoziţiilor şi caracteristicilor betoanelor de rezistenţă de diferite mărci şi, pe de altă parte, comportarea acestor lucrări în condiţii de exploatare.

La hala de încărcări a Filialei INCERC Cluj s-au realizat, în 1968, panouri de închidere de granulit marca B250 şi chesoane de beton armat (C_2, R_a) de marcă B 250 şi B 300.

La blocurile P+10 din cartierul Gheorghieni-Cluj, executate în 1970, s-au folosit panouri din beton granulit de marcă B 250, gata finisate la exterior în soluţia de beton aparent decorativ.

La hala principală de fabricaţie de la Combinatul de ceramică fină din Cluj s-au realizat

Tabelul 6

Beton	Temp. de izotermie	Ciment kg/m³	Apă l/m³	A/C	$^*R_0$ daN/cm²	$R_{28\,zile}$ daN/cm²	R_{28}^{STAS} daN/cm²	$\frac{R_{28}}{R_{28}^{STAS}}$ %
B 150	100°	230	304	1,32	30—60	80—110	200	40—50
	80°	230	285	1,24	80—120	150—200	330	45—65
	100°	320	280	0,88	100—125	200—240	340	60—70
B 250	80°	320	270	0,84	130—160	250—290	400	63—73
	100°	470	298	0,60	230—280	330—430	440	73—94
B 400	80°	470	298	0,53	290—330	400—490	520	80—95

* R_0 = Rezist. la decofrare.

în 1971, panouri mari de închidere de 9,0 m înălţime în strat omogen de beton de marcă 250.

În ceea ce priveşte elementele de beton precomprimat, în anul 1971 au fost realizate prototipurile de chesoane şi elemente II curbe de 12 m din B 400 prin unităţile de prefabricate de la Turda şi Găeşti încercate la sarcini de scurtă durată, care au dovedit o comportare foarte bună, precum şi panouri cutate din beton precomprimat de granulit; un şopron-magazie de la şantierul Baciu-Cluj a fost acoperit cu chesoane şi elemente II curbe de beton precomprimat de granulit.

Elemente de beton armat şi precomprimat s-au experimentat şi în cadrul C.I.P.B. la hala experimentală a Centrului de Cercetări şi Proiectări — Bucureşti.

Lucrările experimentale enumerate mai sus au fost executate cu asistenţa tehnică a INCERC, a C.I.P.B. sau a Institutului politehnic Cluj, iar elementele au fost realizate în unităţile de panouri mari ale Trustului de construcţii Cluj, în atelierul de prefabricate Războieni, fabricile de prefabricate Turda şi Găeşti, şantierele Cluj şi Tg. Mureş ale T.C.I. Cluj.

Cu acest prilej s-au confirmat rezultatele cercetărilor de laborator, realizîndu-se mărcile propuse şi caracteristicile respective.

Lucrările executate în anii anteriori (hala de încercări a INCERC Cluj, blocuri cu panouri mari de închidere din Cluj etc.) au dovedit o comportare corespunzătoare în timp, nemanifestîndu-se pînă în prezent nici un fenomen care să infirme rezultatele obţinute la încercările de scurtă durată.

8. CONCLUZII ŞI PERSPECTIVE

Cercetările şi experimentările efectuate au dus la extinderea domeniului de utilizare a betoanelor de granulit, la realizarea elementelor din beton armat şi beton precomprimat pînă la B 400 inclusiv.

Printr-o proiectare judicioasă care să valorifice calităţile acestor betoane—greutate specifică redusă, conductivitate termică favorabilă, comportare favorabilă la solicitări seismice, etc.— se pot obţine efecte economice apreciabile.

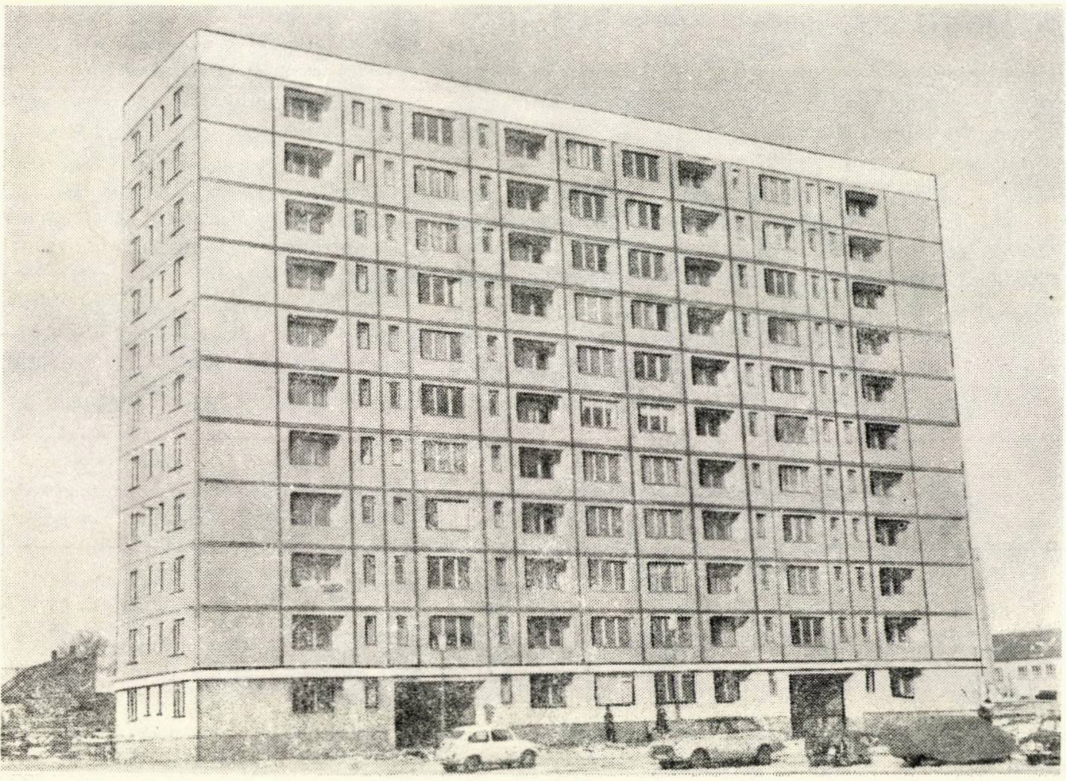
Prin elaborarea celor două instrucţiuni tehnice (de preparare şi de calcul) în curs de aprobare şi cu finalizarea cercetărilor tehnologice în curs, s-au creat condiţii pentru generalizarea introducerii în execuţie.

O dată cu realizarea planului de dezvoltare a producţiei de granulit în cursul acestui cincinal, se vor constitui mai multe fabrici care vor dispune în final de o producţie de peste 700 000 m³/an.

La proiectarea noilor capacităţi de producţie, pe baza experienţei acumulate, apare însă necesară luarea unor măsuri care să ducă la îmbunătăţirea parametrilor agregatelor de argilă expandată de tip granulit.

Astfel, se recomandă următoarele :

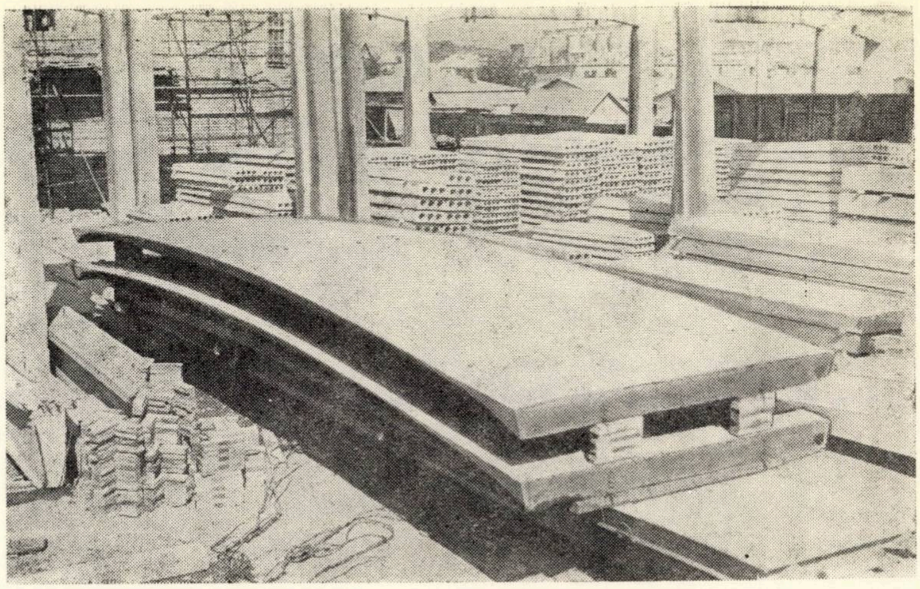
● adoptarea unor tehnologii de fabricaţie modernizate care, pornind de la orice tip de argilă, prin corecţii corespunzătoare să permită obţinerea unui agregat cu parametri constanţi şi cu densităţi aparente mai reduse ;



Bloc P + 10 cu panouri mari de închidere din beton cu granulit B250, terminat (Cluj).

- axarea fabricilor producătoare în special pe producerea sorturilor pînă la 15 mm, cu o granulozitate continuă şi cu un procentaj în sort 0—3 mm în cantităţi suficiente în vederea reducerii, în unele cazuri chiar a eliminării la prepararea betoanelor de rezistenţă, a adaosului de nisip de carieră.

Aceste recomandări ar avea implicaţii importante în vederea îmbunătăţirii calităţii betonului uşor pe bază de granulit şi a punerii în evidenţă a unei eficienţe tehnico-economice superioare, ceea ce ar duce la extinderea şi generalizarea utilizării lui.



Elemente TT de 12 m din beton precomprimat cu granulit B 400 executate la Întreprinderea de prefabricate Turda.

BIBLIOGRAFIE

[1] Mihail N, : *Tehnologia betoanelor uşoare,* Ed. tehnică, Bucureşti, 1962.

[2] *Comportarea, calculul şi alcătuirea constructivă a elementelor de construcţii civile şi industriale din beton, beton armat şi beton precomprimat cu granulit.*
Caracteristici de bază ale betonului. Determinarea deformaţiilor în timp asupra elementelor din beton armat. Influenţa tehnologicei asupra caracteristicilor betonului.
Incerc — Fil. Cluj, Incerc — Bucureşti Sect. Betoane.

[3] *Studiul elementelor tehnologice şi al tipurilor de prefabricate specifice pentru construcţii de locuinţe, industriale şi agrozootehnice din beton uşor de granulit B* 150 — *B* 400. M.I.M.C. Centrala Ind. Prefabricate din beton.

[4] *Experimentări de elemente prefabricate din beton cu granulit şi zgură expandată de furnal pentru construcţii industriale şi agrozootehnice. Elemente de închidere pentru pereţi şi acoperiş.* INCERC — Fil. Cluj

[5] *Instrucţiuni tehnice pentru prepararea şi folosirea betoanelor cu agregate din argilă expandată în granule de tip Mureşeni.* INCERC — Filiala Cluj

[6] *Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea elementelor din beton armat şi beton precomprimat cu agregate din granulit.* INCERC — Filiala Cluj

[7] *Asistenţă tehnică necesară îndrumării şi verificării executării betonului din granulit din panouri mari de faţadă de la blocurile de locuinţe P+10 etaje în cartierul Gheorghieni Cluj.* INCERC — Filiala Cluj

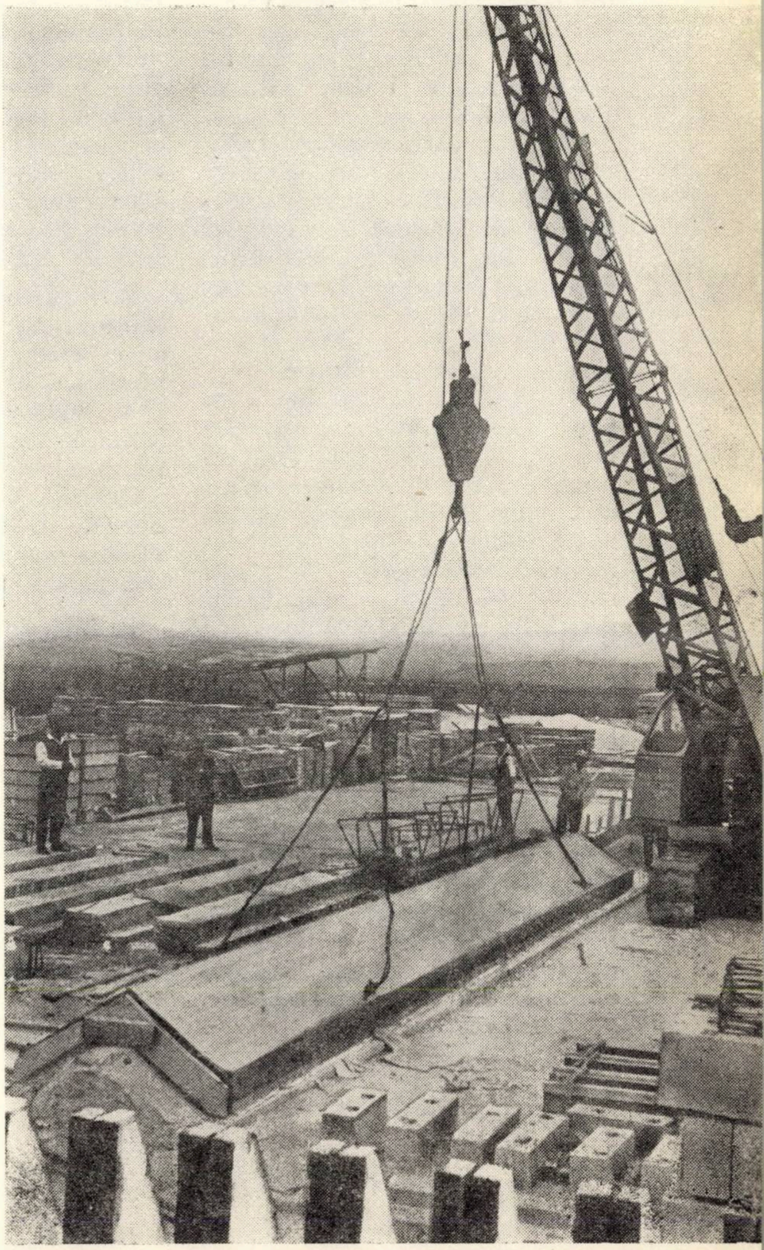
[8] Negoiţă A. şi Munteanu Gr. : *Cu privire la lungimea de ancorare a armăturilor preîntinse în betoane uşoare precomprimate de granulit.* Colecţia ,,A II-a Conferinţă de betoane, Beton precomprimat'' Mamaia 9—11 oct. 1969.

[9] Negoiţă A. şi Munteanu Gr. : *Acordarea de asistenţă tehnică pentru realizarea panourilor de închidere ale halei principale de la Combinatul de ceramică fină Cluj.*

[10] Lupan M. : *Particularităţi tehnologice ale betonului uşor de rezistenţă cu agregate poroase şi ale prefabricării elementelor de construcţie din aceste betoane.*
A IV-a Conferinţă de betoane — Braşov, 1971.

[11] Manari D. , Stancu M., şi Burtea M. : *Aspecte privind compactarea şi accelerarea întăririi betoanelor uşoare cu granulit de Mureşeni.*
A IV-a Conferinţă de betoane — Braşov, 1971.

Panou cutat de perete stratificat B 400 precomprimat; B 35 strat interior izolant; B 250 armat de închidere din beton cu granulit ($l = 12$ m), pretensionat la şantierul Tg. Mureş al T.C.I. Cluj



CZ 697.3 : 727.3

INSTALAȚIILE TERMICE ALE NOULUI LOCAL AL INSTITUTULUI POLITEHNIC BUCUREȘTI

Ing. **IACOB SCHVARTZ**
Institutul „Proiect București"

Colectiv de proiectare: ing. Iacob Schvartz, ing. Alexandru Bolșacov, ing. Eugeniu Georgescu, ing. Irina Focșa, ing. Smaranda Mihai din Institutul „Proiect București"

1. Generalități. Noul local al Institutului politehnic din București, destinat a funcționa cu un număr de 10.000 de studenți anual, inclusiv cadrele didactice aferente, este amplasat pe malul drept al Dîmboviței, după intrarea acesteia în oraș, pe un teritoriu cuprins între Splaiul Independenței și Bd. Armata Poporului.

Clădirile care compun institutul au, unele, un caracter pur didactic, fiind numite „profile de învățămînt", conținînd fiecare mai multe facultăți înrudite după specificul disciplinelor predate, altele, un caracter auxiliar, întregind complexul și asigurîndu-i funcționalitatea.

Profilele de învățămînt, cum sînt : *Învățămîntul general, Mecanica, Electrotehnica, Electronica, Metalurgie-Transporturi* etc., cuprind săli de curs, de seminarii, de desen, laboratoare de cele mai diferite specialități și mărimi—unele dintre ele fiind comparabile cu halele industriale din producție, ca, de exemplu, hala de tehnologia construcțiilor de mașini, cea de metalurgie ș.a.— amfiteatre cu capacități între 75 și 250 de locuri, birouri administrative, biblioteci de profil, cîte un mic restaurant cu bucătăria aferentă, vestiare, grupuri sanitare și altele.

Celelalte clădiri conțin : o bibliotecă centrală, o aulă mare (de cca 2 000 de locuri), o casă de cultură, un grup gospodăresc, un garaj etc.

Toate aceste clădiri, la un loc, reprezintă un volum total construit de cca 1 000 000 m^3 (în etapa finală). Multe dintre laboratoarele complexului avînd utilaje grele și producătoare de vibrații, a fost necesar să se adopte regimul de construcții dezvoltate mai mult pe orizontală. Nota predominantă este constituită de clădiri avînd parter și cel mult un etaj sau două. Puține clădiri, cum este, de exemplu, aceea care adăpostește rectoratul, au un regim de construcție mai înalt.

2. Structura consumului de căldură. Aceste clădiri consumă energie termică pentru încălzire, preparare de apă caldă de consum, încălzirea aerului folosit iarna de instalațiile de ventilație, producere de abur tehnologic necesar experiențelor didactice și, în unele cazuri, topirii zăpezii depuse pe unele acoperișuri cu forme speciale.

3. Surse de alimentare cu energie termică. Pentru încălzire centrală, preparare de apă caldă de consum și ventilație, Institutul politehnic dispune de două surse de furnizare a căldurii : prima, permanentă și pentru toți consumatorii, alcătuită din rețeaua orășenească de termoficare, alimentată de la CET Grozăvești, și a doua, ocazională și numai pentru anumiți consumatori, constituită dintr-o centrală electrică de termoficare proprie, cu caracter de laborator, care este caracterul predominant.

Sarcina termică totală preluată de rețeaua orășenească de termoficare este de 51 Gcal/h, din care cca 14 Gcal/h într-o etapă viitoare.

Sarcina termică cu care se poate încărca CET—Laborator este de 8,50 Gcal/h.

Aburul tehnologic se procură numai prin mijloace proprii de la CET—Laborator, care este echipată cu cazane industriale de tip Velox (1 buc. de 18 t/h), Erste Brünner (1 buc. de 12 t/h) și Vuia (1 buc. de 1 t/h).

Diversitatea tipurilor de cazane folosite în acest caz se explică prin caracterul didactic pe care îl are această centrală, servind studenților de specialitate să se familiarizeze cu utilajele din centralele termoelectrice, în aceeași clădire fiind montate și turbine de abur, generatori electrici, echipament pentru termoficare și altă aparatură auxiliară[1] (fig. 1).

Consumul de abur în laboratoarele Institutului politehnic, fiind foarte variabil —el oscilează între un minim de 4,5 t/h și un maxim 16 t/h, la presiunea de 5 ata la consumator — nu poate constitui totdeauna minimul de sarcină necesar funcționării cazanelor din CET

---

[1] Proiectul pentru clădirea CET (inclusiv instalațiile corespunzătoare), exclusiv partea de clădire aferentă cu un mai pronunțat caracter de laborator, a fost întocmit de I.S.P.E.

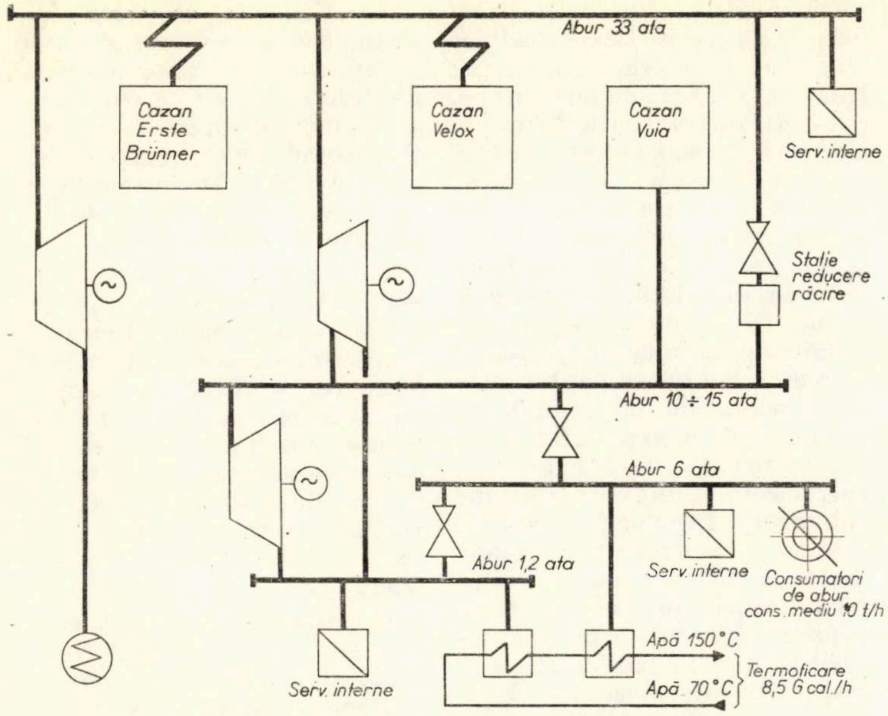

Abur 33 ata
Cazan Erste Brünner
Cazan Velox
Cazan Vuia
Serv. interne
Stație reducere răcire
Abur 10 ÷ 15 ata
Abur 6 ata
Abur 1,2 ata
Serv. interne
Consumatori de abur cons. mediu 10 t/h
Apă 150 °C
Termoficare 8,5 G cal./h
Apă 70 °C
Serv. interne

Fig. 1 — CET—Laborator. Schema termică de principiu

Laborator. Pentru acest motiv, în perioadele de consum redus de abur tehnologic, o parte din consumatorii de energie termică pentru încălzire, anume prevăzuți cu posibilități de dublă alimentare, sînt alimentați de la un grup propriu de termoficare, care asigură funcționarea cazanelor din CET.

Realizarea practică a acestei duble alimentări se face astfel: agentul termic din rețeaua urbană de termoficare este livrat pînă la un punct central, situat în vecinătatea CET—Laborator, prevăzut și cu posibilități de contorizare, de unde, cu ajutorul unei rețele locale de transport, este distribuit tuturor consumatorilor din incinta Institutului politehnic. În funcție de împrejurări, prin manevrarea unor vane de sectorizare se poate separa un număr de consumatori de la alimentarea comună și se trece la alimentarea lor din sursa proprie (fig. 2).

Au fost alese să fie prevăzute cu dublă alimentare punctele termice din profilele Electrotehnică și Electronică. Alegerea a fost făcută în funcție de așezarea pe teren a acestor clădiri, astfel încît să nu fie necesară dublarea rețelei locale de transport.

4. Amplasarea conductelor exterioare de transport. Conductele pentru transportul apei fierbinți de la stația de contorizare pînă la punctele termice sînt amplasate, împreună cu rețelele de transport ale altor fluide, într-un canal vizitabil și circulabil executat din beton armat. În secțiune transversală, canalul are două compartimente, unul denumit cald și altul rece, despărțite între ele printr-un perete executat, de asemenea, din beton armat. În compartimentul cald sînt montate conductele de apă fierbinte, abur, condens și aer comprimat. În cel rece sînt instalate conductele de apă menajeră, apa industrială de răcire — pe un perete — și cablurile electrice și telefonice, pe celălalt perete.

S-au prevăzut măsurile necesare pentru susținerea conductelor și pentru limitarea și controlarea dilatărilor termice. Au fost prevăzute puncte fixe din profile metalice, precum și compensatoare axiale și în formă de liră.

5. Sisteme de racordare termică utilizate. Instalațiile interioare de încălzire ale diferitelor clădiri, în funcție de specificul acestor clădiri, sînt racordate la rețeaua exterioară de apă fierbinte fie direct, fără amestec, fie indirect, cu schimbătoare de căldură amplasate în puncte termice. Nu s-a folosit racordarea directă cu amestec prin hidroelevatori sau pompe, din cauza lungimii mari a rețelelor interioare de distribuție — la care hidroelevatorii nu ar fi putut face față — sau spre

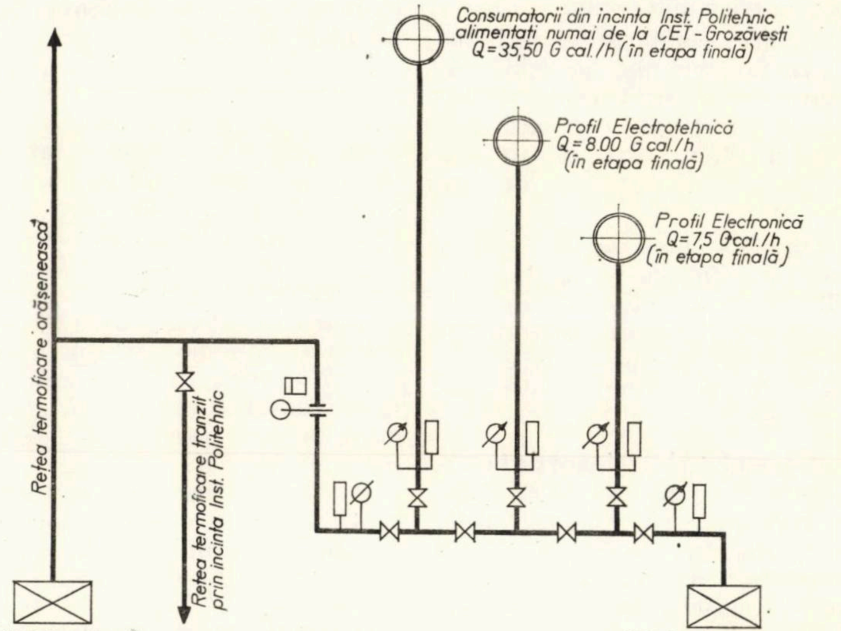

Consumatorii din incinta Inst. Politehnic alimentați numai de la CET-Grozăvești Q=35,50 G cal./h (în etapa finală)
Profil Electrotehnică Q=8.00 G cal./h (în etapa finală)
Profil Electronică Q=7,5 Gcal./h (în etapa finală)
Rețea termoficare orășenească
Rețea termoficare tranzit prin incinta Inst. Politehnic
CET-Grozăvești
CET-Laborator Grup termoficare 8,5 G cal./h

Fig. 2 — Schema de principiu de alimentare

a evita un surplus de automatizare în punctele termice, cum pretind pompele de amestec.

Punctele termice sînt prevăzute cu posibilități de extindere, fiind de prevăzut că fluxul tehnologic al facultăților va suferi în viitor schimbări importante, unele pretinzînd și mărirea clădirilor respective.

În cazul racordării indirecte, punctele termice sînt echipate cu schimbătoare de căldură cu țevi din oțel—pentru încălzire—și schimbătoare cu țevi din alamă — pentru prepararea apei calde de consum — funcționînd după schema de preparare într-o singură treaptă în paralel, deoarece necesarul de căldură pentru pregătirea apei calde de consum este mic în comparație cu necesarul pentru încălzire centrală, care, în medie, este de cca 5 Gcal/h pentru un punct termic.

Bateriile pentru încălzirea aerului folosit de instalațiile de ventilație folosesc drept agent încălzitor apa caldă, în cazul cînd încăperile ventilate pretind un reglaj mai fin al temperaturii aerului introdus (de ex. amfiteatrele), și apa fierbinte în celelalte cazuri.

La profilele consumatoare de abur, în încăperea punctului termic sînt amplasate și utilajele pentru colectarea, răcirea și pomparea condensului.

Răcirea condensului se realizează, de asemenea, cu schimbătoare de căldură cu țevi din alamă cu stibiu. Apa utilizată pentru răcire este folosită în instalația de apă caldă de consum.

După schema directă, fără amestec, sînt racordate instalațiile interioare ale clădirilor ale căror condiții locale se pretează la acest sistem : halele cu caracter industrial, grupul gospodăresc etc.

6. Instalații interioare de încălzire. Potrivit cu caracterul diferitelor încăperi, pentru încălzirea acestora s-au folosit diverse corpuri de încălzire : radiatoare, registre, serpentine, panouri radiante.

Dintre acestea, mai caracteristice sînt corpurile de încălzire utilizate în cazul încălzirii prin radiație a laboratoarelor cu aspect industrial, cum sînt : hala T.C.M., hala de metalurgie, de mașini de transport, de mașini electrice, de mașini agricole etc.

În aceste cazuri s-au proiectat panouri radiante formate din țevi mascate, spre partea vizibilă dinspre interior, cu tablă netedă sau ondulată, în funcție de forma tavanului halei, masca radiantă contribuind la aspectul încăperii. S-a folosit pentru mascarea panourilor tabla ondulată atunci cînd, cu același fel de tablă, s-a realizat, de către arhitectul proiectant, un tavan continuu sub nivelul tălpilor fermelor de susținere a acoperișurilor unora dintre halele cu caracter industrial. Acest tip de panou nu poate fi observat de un privitor aflat la nivelul pardoselii halei respective deoarece se încadrează perfect în aspectul general al tavanului cu care, aparent, face corp comun.

Alte panouri au fost prevăzute a fi montate aparent sub tavan, altele verticale, lîngă pereți sau sub ferestre.

Uneori tipul de panou radiant vertical a fost folosit combinat cu guri de introducere a aerului de ventilație.

În legătură cu instalațiile de încălzire trebuie amintită și instalația proiectată pentru topirea zăpezii care se poate acumula iarna între ședurile acoperișului halei T.C.M.[2]

Îndepărtarea manuală a zăpezii nu este posibilă în acest caz din cauza accesului dificil între ședurile acoperișului și din cauza pericolului de deteriorare a luminatoarelor prin acțiuni mecanice. Pe de altă parte, nu se poate aștepta rezolvarea problemei de la sine, prin topirea zăpezii în timp, de către soare, deoarece zăpada strînsă între ședuri oprește lumina naturală să pătrundă în interior și, stagnînd, pune în pericol etanșeitatea acoperișului.

Pentru informare, este interesant de arătat unele rezolvări ale acestei probleme în unele țări cu ninsori abundente.

În U.R.S.S. se folosește o instalație de suflare rotitoare avînd un ventilator elicoidal, de debit și presiune convenabil alese, montat direct pe acoperiș și folosind pentru suflare chiar aerul exterior. Instalația începe să funcționeze din momentul pornirii ninsorii.

În țările din Europa occidentală și în S.U.A., pornindu-se de la calcule tehnico-economice care arată că, în regiunile cu cel puțin cinci ninsori pe an, deszăpezirea prin topire forțată este mai avantajoasă decît cea mecanică, se folosesc sisteme de deszăpezire termică cu țevi străbătute de un agent termic sau cu rețele de rezistențe electrice.

Deszăpezirea termică este folosită în special în cazul drumurilor, aerodromurilor, teraselor cafenelelor, trotoarelor din fața magazinelor și, mai rar, pentru acoperișuri. Deoarece, în aceste cazuri, instalațiile pot fi expuse înghețului, fluidul purtător de căldură poate fi sau aburul sau apa caldă cu un adaos antigel.

Pornirea acestor instalații se face automat, prin diverse metode :

—prin gravitație (o cantitate mică de zăpadă căzută într-un receptor provoacă pornirea) ;

— prin topirea unei mici cantități de zăpadă (apa rezultată provoacă stabilirea unui contact electric) ;

— prin celulă fotoelectrică, aceasta utilizînd o proprietate specială a zăpezii de a reflecta intens lumina.

Toate metodele de pornire automată prezintă deficiențe importante, existînd pericolul de pornire și în cazul unei ploi cu grindină, iar instalațiile, o dată pornite, e greu să fie oprite automat.

Deocamdată comanda manuală pare cea mai sigură.

Așa s-a procedat și în cazul halei T.C.M., unde agentul termic utilizat a fost aburul de presiune medie. Țevile încălzitoare au fost puse deasupra izolației termice a acoperișului, sub învelitori de tablă în formă de jgheaburi, care conduc apa provenită din topire la sistemul de colectare şi canalizare a apelor pluviale.

---

[2] Pe parcursul execuției s-a renunțat la această instalație, în urma schimbării soluției de acoperire a halei cu ședuri în terasă.

7. Instalaţii de ventilaţie şi condiţionare. Instalaţiile de ventilaţie cu care sînt dotate o parte din încăperile diferitelor facultăţi sînt, unele, de confort, iar altele cu caracter industrial. În general, numărul acestor instalaţii a fost redus la strictul necesar, adoptîndu-se soluţii care să se poată realiza în cea mai mare măsură cu materiale şi echipament din ţară.

Pentru micşorarea cheltuielilor de investiţie şi de exploatare, numai puţine instalaţii au fost prevăzute cu posibilităţi de răcire a aerului în timpul verii, bazat şi pe faptul că activitatea este redusă în institut în perioadele calde ale anului.

O regulă generală de care s-a ţinut seama la proiectare a fost de a se soluţiona în mod principial unitar instalaţiile încăperilor care se repetă în număr mare, recurgîndu-se, pe cît a fost posibil, la tipizare.

Un exemplu tipic în această privinţă îl constituie cazul amfiteatrelor care, la unele profile, sînt în număr mare (la *Învăţămîntul general*, de ex., sînt 11 amfiteatre de diferite mărimi, grupate toate la un acelaşi hol). Schema adoptată, în acest caz, pentru circulaţia aerului este introducerea prin tavan şi aspiraţia pe sub gradene. Tratarea aerului este obişnuită : amestec de aer exterior cu aer recirculat, filtrare de praf, preîncălzire, umidificare adiabatică şi reîncălzire (procesul de iarnă). Numai amfiteatrele capsulate, de cîte 250 de locuri, au prevăzute posibilităţi de răcire a aerului în timpul verii, dar bateriile de răcire, precum şi sursa de frig se vor monta într-o etapă viitoare. Deocamdată s-au rezervat numai spaţiile necesare acestora.

Întrucît sursa de frig urmează a se realiza cînd vor intra în funcţiune marii consumatori de frig : aula mare, biblioteca centrală, casa de cultură, pentru satisfacerea necesităţilor de răcire a aerului în laboratoarele cu degajări specifice mari de căldură sau în laboratoarele la care procesul tehnologic pretinde condiţii de microclimat independente de temperatura aerului exterior, s-a recurs la aparate locale de condiţionare procurate din import, în general din R.D.G. În această situaţie sînt studioul de televiziune din profilul *Electronica*, centrul de calcul, unele laboratoare în care se execută măsurători de precizie ş.a.

Alegerea numărului de amfiteatre deservite de o aceeaşi cameră de tratare a aerului s-a făcut astfel încît să rezulte cît mai puţine tipuri de camere de tratare. S-a izbutit ca, pe întregul institut, numărul de tipuri de camere de tratare să se reducă la două : un tip pentru 10 000 m^3aer/h şi altul pentru 12 000 m^3aer/h.

Ţinînd seama că debitul total de aer pentru o persoană este 30 m^3/h la amfiteatrele fără răcire şi 40 m^3/h la cele capsulate, rezultă că la o cameră de condiţionare fără răcire s-au putut racorda amfiteatre însumînd între 300 şi 400 de locuri (ceea ce reprezintă două sau trei amfiteatre), iar la o cameră de condiţionare cu răcire cîte un amfiteatru de 250 de locuri.

În felul acesta s-a ajuns la o tipizare a camerelor de condiţionare a aerului, care în întregul institut sînt în număr de 14 (în etapa întîi de construcţie şi numai pentru amfiteatre). Aceste camere sînt executate din metal (cu excepţia camerei de amestec, care este din zidărie), sînt izolate termic cu vată minerală şi acoperite cu plăci din PFL melaminat, pentru protecţia izolaţiei.

Interesantă de remarcat este rezolvarea introducerii şi evacuării aerului în interiorul amfiteatrelor. Atît canalele de introducere, cît şi cele de evacuare sînt din beton şi fac parte, de fapt, din structura de rezistenţă a amfiteatrelor. Canalele de introducere sînt realizate din înseşi grinzile de susţinere a tavanului. Aceste grinzi au forma de prismă cu secţiunea transversală triunghiulară, avînd orificii de introducere astfel amplasate încît aerul să pătrundă în încăpere în faţa studenţilor. Privit de jos, tavanul amfiteatrelor are aspectul unor cute continue în formă de valuri.

Aerul tratat ajunge la grinzile în formă de valuri prin mai multe canale distribuitoare orizontale din tablă montate perpendicular pe direcţia valurilor. Canalele distribuitoare sînt alimentate cu aer cu ajutorul unor canale verticale în legătură cu canalele principale de aer tratat din subsol. Pe aceste canale verticale sînt montate, în subsol, clapetele care reglează introducerea. Deci, cu o clapetă se reglează debitul de aer introdus prin valurile racordate la un canal distribuitor.

Absorbţia aerului viciat se face prin orificii practicate în contratreptele gradenelor, care, cu unele completări constructive, îndeplinesc şi rolul de canale de absorbţie. La rîndul lor, gradenele reazemă pe o grindă mediană longitudinală care, de fapt, este canalul care colectează tot aerul absorbit de la un amfiteatru.

În cele din urmă, cu ajutorul unui canal de tablă racordat la grinda canal, aerul absorbit este condus la ventilatorul de evacuare. La pătrunderea fiecărei gradene canal în grinda canal este prevăzută o clapetă de reglaj la care se poate ajunge printr-un capac anume prevăzut (fig. 3).

Trebuie precizat, în legătură cu ventilarea amfiteatrelor, că instalaţia de ventilaţie a acestora este combinată cu cea de încălzire cu aer cald (instalaţia de încălzire cu care este dotat fiecare amfiteatru, formată din corpuri statice executate din ţeavă netedă, asigură numai o temperatură de gardă cuprinsă între 5—10°C, în funcţie de posibilităţile de amplasare a registrelor).

S-au mai prevăzut instalaţii mecanice de ventilaţie simplă la mai multe categorii de încăperi ca : diferite laboratoare, vestiare, garaj, bucătărie, restaurant, transport pneumatic la tîmplăria din grupul gospodăresc etc. În afară de numărul mare de grupuri, aceste instalaţii sînt de tip obişnuit, fiind prevăzute cu posibilităţi de filtrare şi încălzire a aerului introdus.

8. Instalații de încălzire și ventilație la hale cu caracter industrial. Ca exemple se dau instalațiile din halele de turnătorie și metalurgie, precum și din aceea a catedrei de transporturi.

Hala turnătorie și metalurgie, avînd dimensiunile de 43 × 36 × × 9 m, este compartimentată în următoarele secții : turnătorie, oțelărie, laminoare, forjă mecanică și manuală și conține utilaje ce pot produce efectiv (ca : diferite cuptoare electrice, convertizor, cubilou, creuzet etc.) precum și utilaje scoase din producție, folosite numai în scopuri demonstrative.

Încălzirea acestei hale se face cu panouri radiante montate, unele sub tavan, altele vertical, în dreptul parapetelor ferestrelor, toate folosind drept agent încălzitor apa fierbinte.

Trebuie menționat că s-a socotit necesar a se încălzi această hală deoarece în folosirea ei pot interveni perioade cînd utilajele producătoare de căldură să nu fie în funcțiune, hala fiind folosită numai în scopuri de expunere teoretică. Din același motiv, încălzirea halei se face cu corpuri statice și nu cu aer cald, deși hala este prevăzută cu instalații mecanice de ventilație (combinate cu ventilație naturală organizată), pentru a nu fi necesar să se pună ventilatoarele în funcțiune în permanență.

Introducerea aerului proaspăt se face pe la partea inferioară a încăperii, prin guri combinate cu panourile încălzitoare. Absorbția aerului viciat se face în zona superioară, cu ajutorul unor ventilatoare elicoidale montate în pereții laterali ai luminatoarelor halei.

Instalația de ventilație este prevăzută a lucra în suprapresiune, care în cazul de față este mai accentuată ca de obicei (cca 30 %), deoarece, pe de o parte, s-a urmărit să se evite pătrunderea aerului rece exterior prin ușile mari de acces și, pe de altă parte, prin suprapresiunea creată se contribuie la îmbunătățirea funcționării hotelor cu tiraj natural cu care sînt prevăzute unele utilaje. De asemenea, aerul introdus în surplus este folosit drept aer de combustie la unele utilaje cu flacără directă.

Hala de transporturi este ceva mai mare decît hala de metalurgie și conține, ca secții mai importante, un garaj pentru 12 vehicule, laborator autovehicule și motoare, stații pentru reglaj și rodaj motoare, reglare sisteme alimentare ș.a.

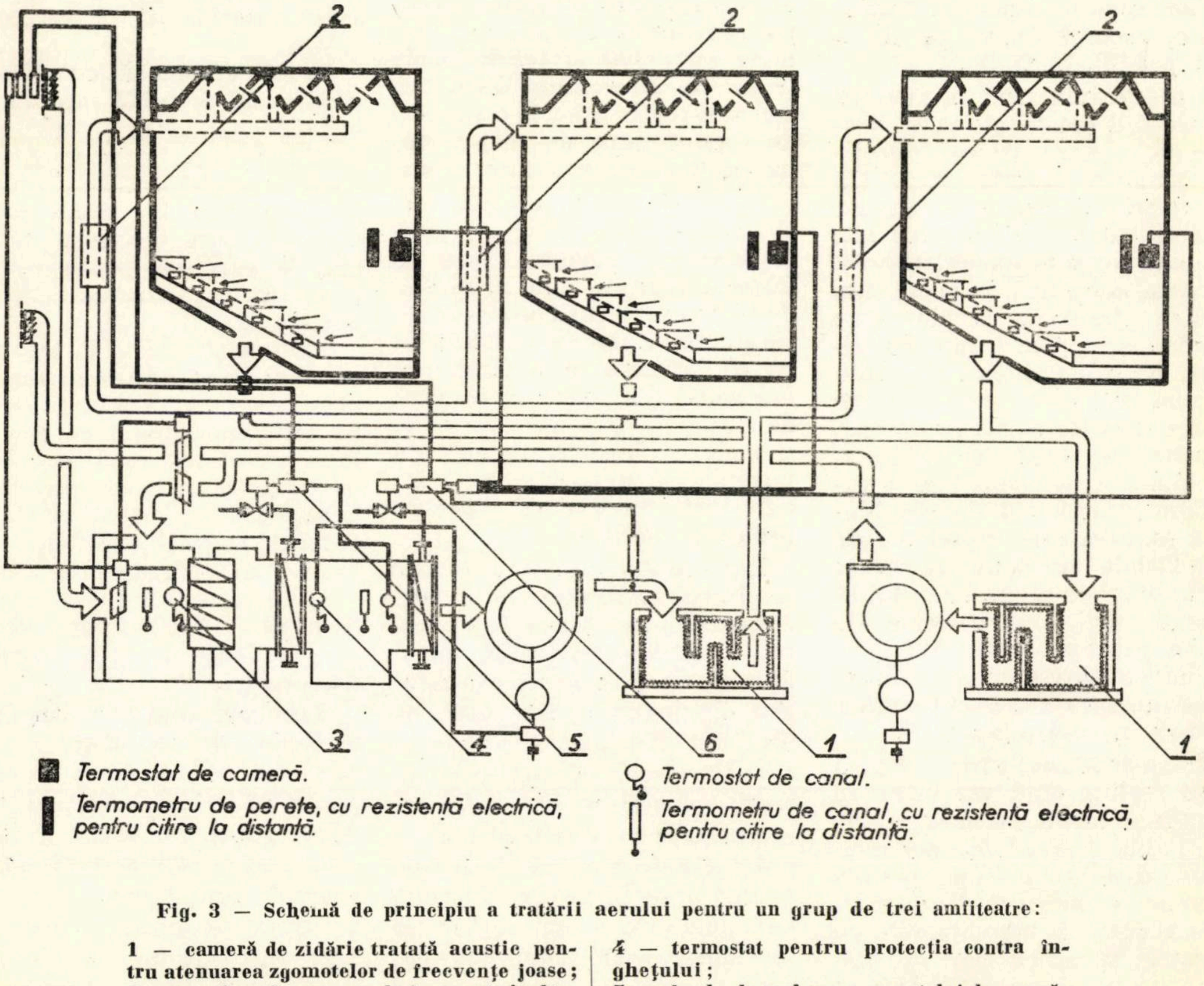

2
2
2
3
4
5
6
1
1
▮ Termostat de cameră.
▮ Termometru de perete, cu rezistență electrică, pentru citire la distanță.
Termostat de canal.
Termometru de canal, cu rezistență electrică, pentru citire la distanță.

Fig. 3 — Schemă de principiu a tratării aerului pentru un grup de trei amfiteatre:

1 — cameră de zidărie tratată acustic pentru atenuarea zgomotelor de frecvențe joase;
2 — amortizor de zgomote de frecvențe înalte;
3 — bucla de reglare automată a amestecului de aer recirculat cu aer exterior;
4 — termostat pentru protecția contra înghețului;
5 — bucla de reglare a punctului de rouă;
6 — bucla de reglare a reîncălzirii.

Încălzirea este similară cu cea proiectată pentru hala de metalurgie.

Ventilaţia diferă din cauza specificului deosebit al degajărilor nocive rezultate din diferite procese tehnologice ce se desfăşoară aici.

Introducerea aerului proaspăt se face la partea superioară a halei, iar absorbţia aerului viciat se face atît în zona superioară, pe peretele opus introducerii, cît şi în zona inferioară a halei, pentru vaporii grei de benzină.

De fapt, ventilaţia halei este realizată cu ajutorul mai multor grupuri, fiecare grup deservind cîte o singură secţie cu specific distinct sau cîteva secţii înrudite ca proces tehnologic desfăşurat în interiorul lor.

Deşi halele au un pronunţat caracter industrial, instalaţiile acestora sînt montate în cea mai mare parte mascat, ţinînd seama de aspectul estetic deosebit pe care arhitecţii au dorit să-l obţină.

*

O parte însemnată din instalaţiile descrise este dată în folosinţă, alte instalaţii sînt în curs de execuţie pe teren, într-un stadiu destul de avansat, altele numai în stadiu de proiect.

Ing. **HUBA KOLUMBAN**
IPROSIN — Iaşi

CZ. 624.04:539.374:725.26

CALCULUL PLASTIC AL PARDOSELII HALELOR ŞI DEPOZITELOR INDUSTRIALE

INTRODUCERE

Pardoselile halelor şi depozitelor industriale au un rol deosebit de important în exploatarea acestor construcţii. În funcţie de procesul tehnologic şi de mijloacele de transport adoptate, cunoaştem mai multe tipuri de pardoseli, dintre care cele mai frecvent întîlnite sînt alcătuite dintr-un strat de beton simplu sau slab armat. Cu toate că aceste elemente conţin un mare volum de materiale cu un cost ridicat, proiectarea lor se face fără nici un calcul precis.

În această lucrare se propune o metodă de calcul pentru dimensionarea pardoselilor realizate din panouri de beton slab armat, armăturile fiind aşezate numai pe feţele superioare şi inferioare ale plăcii. Metoda de calcul propusă este fundamentată teoretic pe fenomenul apariţiei eforturilor de tipul autotensiunilor în structurile de beton armat. Materialele care alcătuiesc ansamblul pardoseală-teren de fundaţie sînt considerate ca materiale perfect elastico-plastice.

1. DATE GENERALE

1.1. Terenul de fundaţie

Considerăm terenul de fundaţie ca un material perfect elastico-plastic (fig. 1 *a*) ; vom putea utiliza ipoteza generalizată a lui Winkler, care exprimă interdependenţa eforturilor din terenul de fundaţie cu deformaţiile acestuia.

Această legătură este exprimată de relaţia :

$$\sigma_t = c \cdot w \qquad (1)$$

unde

σ_t = efort unitar ce ia naştere în teren,

c = coeficient de pat,

w = deformaţia terenului.

Mărimea eforturilor depinde de încărcarea exterioară şi de rigiditatea plăcii. Ridicarea progresivă a încărcării determină la început creşterea elastică a eforturilor din teren, apoi la colţuri şi margini apar zone plasticizate care

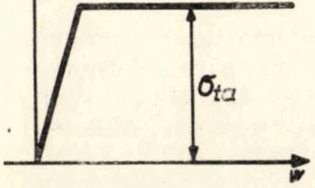


Fig. 1*a* : Diagrama $\sigma_t = f(w)$

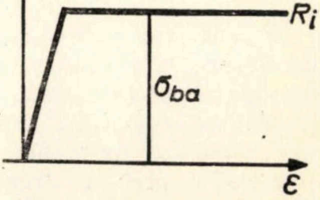


Fig. 1*b* : Diagrama $\sigma_b = f(\varepsilon)$

se dezvoltă pînă cînd se unesc. În acest moment toate zonele de sub placă sînt în stadiul deformaţiilor plastice (momentul curgerii plastice incipiente) [1].

Din lipsa unor date experimentale statistice, precum şi a unor prescripţii de calcul care să reglementeze aportul de rezistenţă a terenului de fundaţie considerat în domeniul plastic, este recomandabil să se limiteze presiunea de sub placă la cea admisibilă, determinată în domeniul elastic conform normativelor în vigoare.

În acest caz, relaţia (1) capătă forma :

$$\sigma_t = \sigma_{ta} \qquad (2)$$

1.2. Placa de beton

Plăcile de pardoseală au o concepţie cu totul deosebită faţă de cele cunoscute şi utilizate curent în practica construcţiilor. Deosebirea esenţială constă în faptul că armăturile sînt aşezate numai pe marginile şi colţurile plăcii, iar zonele centrale sînt din beton simplu. Armăturile dispuse în acest fel formează un cadru închis care împiedică deformaţiile în plan ale plăcii. Sub sarcină, şi în funcţie de poziţia forţei în placă, distingem două zone diferite de solicitări, şi anume :

a) — zone centrale ;

b) — zone marginale.

a) În primul caz, forţa calcă în zone nearmate şi determină în placă o stare de eforturi de tipul autotensiunilor, formată din forţe axiale aplicate excentric faţă de planul median (vezi fig. 2). Aceste forţe pot fi reduse la forţe axiale de membrană şi momente încovoietoare.

Forţele axiale sînt preluate de armăturile din marginile plăcii şi scad treptat la zero pînă la contur. Cu reducerea forţelor axiale, implicit se anulează şi momentele încovoietoare de acest tip. Fenomenul apariţiei eforturilor de tipul autotensiunilor în placa de beton se poate exemplifica foarte sugestiv cu ajutorul unei grinzi din beton simplu încastrată la capete (fig. 2).

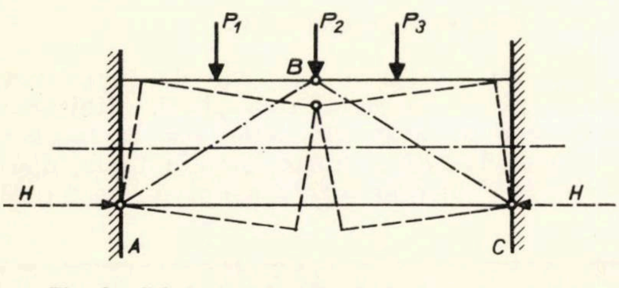


Fig. 2 : Grinda de beton simplu încastrată la capete

În acest caz (neglijînd eforturile de întindere din beton), la cea mai mică încărcare se formează articulaţii plastice în punctele A, B şi C, obţinîndu-se un arc capabil să suporte încărcări suplimentare. Structura astfel obţinută transmite sarcinile reazemelor prin *reacţiuni orizontale şi momente încovoietoare cu forţe tăietoare*.

Ridicarea progresivă a încărcării produce creşterea din ce în ce mai pronunţată a zonelor plasticizate, articulaţiile A, B şi C se vor apropia de axa neutră, iar în momentul cînd ating linia neutră sistemul devine labil.

Similar cu grinda de beton simplu se comportă şi plăcile cu marginile la care sînt împiedicate deformaţiile orizontale.

Forţele tăietoare sînt locale şi pot produce poansonarea plăcii.

b) Cel de-al doilea caz îl avem atunci cînd sarcina exterioară acţionează asupra fîşiilor marginale armate. În acest caz, placa de beton se comportă ca o placă de beton armat obişnuită rezemată pe mediu elastic. Momentele încovoietoare ce iau naştere sînt preluate de cuplul forţelor din armături.

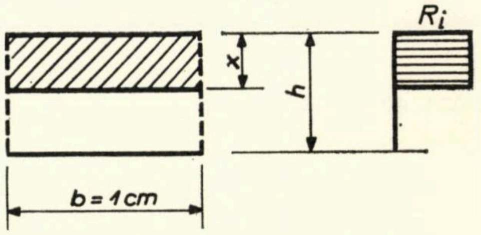


Fig. 3a : Distribuţia eforturilor pe secţiune

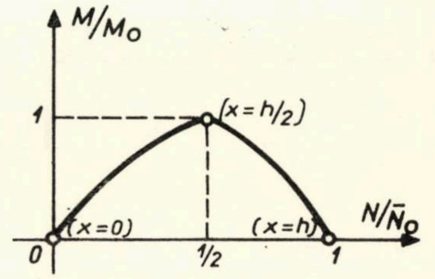


Fig. 3b : Parabola din relaţia (6)

Pentru ambele cazuri, vom considera betonul ca un material care nu rezistă eforturilor de întindere, iar pentru eforturi de compresiune se comportă ca un material perfect elastico-plastic (vezi fig. 1 *b*).

Dacă considerăm o secţiune de lăţime unitară din centrul plăcii (fig. 3 *a*) şi notăm cu R_i efortul unitar de compresiune de încovoiere ce produce plasticizarea zonei comprimate, echilibrul secţiunii este exprimat de relaţiile :

$$N = x \cdot R_i \qquad (3)$$

$$M = x \cdot R_i \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{2} \right) \qquad (4)$$

Să introducem două constante care să exprime forţa axială maximă capabilă a secţiunii, respectiv momentul maxim capabil :

$$\overline{N}_0 = h_2 \cdot R_i \qquad (5)$$

$$\overline{M}_0 = \frac{h}{8} \cdot R_i \qquad (6)$$

Ecuaţia de variaţie a momentului încovoietor în raport cu forţa axială se obţine efectuînd cu aceste relaţii cîteva operaţii simple.

Se observă uşor că valoarea maximă a momentului încovoietor se obţine pentru $x = \frac{h}{2}$.

În acest caz, forţa axială şi momentul încovoietor vor fi :

$$N = \frac{\overline{N}_0}{2} = \frac{h}{2} R_i \qquad (7)$$

$$M_{max} = \overline{M}_0 = \frac{h^2}{8} \cdot R_i \qquad (8)$$

Dacă ţinem cont de deformaţiile elastice ale plăcii, relaţia teoretică a momentului încovoietor capătă forma :

$$M = \gamma \cdot \overline{M}_0 \qquad (9)$$

unde γ este un coeficient experimental. Din încercările făcute pe modele şi prezentate în lucrarea [3] rezultă că acest coeficient variază între 0,70 — 0,85.

Este de menţionat faptul că apariţia eforturilor de autotensiuni se petrece la deformaţii mici ale plăcii şi scade cu creşterea acestora.

1.3. Încărcarea plăcii

Încărcarea cea mai dezavantajoasă pentru placă este dată de forţa concentrată. Pentru dimensionare vom considera o forţă concentrată de poziţie arbitrară, perpendiculară pe placă, cu o suprafaţă de contact circulară de raza r.

Valoric, această forţă este dată de anumite condiţii tehnologice sau de apăsarea roţilor mijloacelor de transport. Creşterea presiunii pe teren datorită greutăţii proprii a plăcii o considerăm neglijabilă, dar presupunem că placa nu se ridică de pe teren.

1.4. Principii de calcul

Încărcarea progresivă a plăcii determină la început creşterea elastică a eforturilor, atît în placă, cît şi în terenul de fundaţie, iar după depăşirea eforturilor unitare admisibile apar zone plasticizate.

Pragul capacităţii portante a plăcii este determinat de încărcarea care produce (în urma apariţiei liniilor de ruptură) transformarea plăcii în mecanism [2].

Pot exista mai multe mecanisme (cu sarcina limită corespunzătoare) pentru una şi aceeaşi placă. Valoarea minimă dintre aceste încărcări ne va da limita capacităţii portante a plăcii.

Impunem de la început un mecanism probabil, dacă se poate în aşa fel încît să avem un singur parametru nedeterminat. Scriem (în funcţie de parametrul necunoscut) egalitatea lucrului mecanic exterior dat de încărcări şi reacţiunea terenului cu lucrul mecanic interior efectuat de placă. Utilizînd un calcul de minim, determinăm parametrul necunoscut. Cu ajutorul parametrului scriem expresia sarcinii limită de cedare din care, explicitînd momentul în funcţie de încărcare (inversarea relaţiei), obţinem relaţia de dimensionare.

2. RELAŢII DE DIMENSIONARE

2.1. Determinarea grosimii plăcii

Grosimea plăcii se determină din două condiţii :

— forfecarea colţurilor,

— cedarea zonelor centrale.

Pentru forfecarea colţurilor presupunem planul de rupere tangent la cercul de distribuţie a forţei concentrate şi care face unghi de 60° cu planul orizontal. În fiecare punct al planului acţionează efortul unitar limită de întindere R_t, iar în terenul de fundaţie, σ_{ta}. Scriem o ecuaţie de echilibru a forţelor pe direcţia verticală utilizînd notaţiile de mai jos :

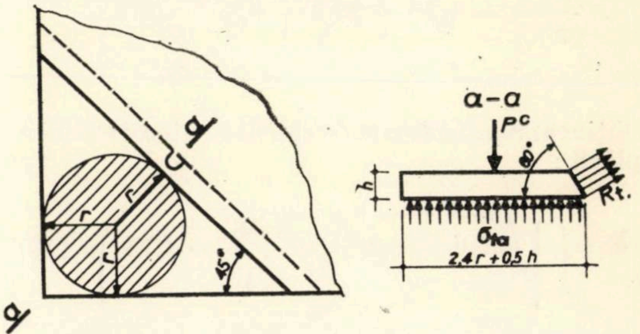


Fig. 4a : Schema de rupere a colţului

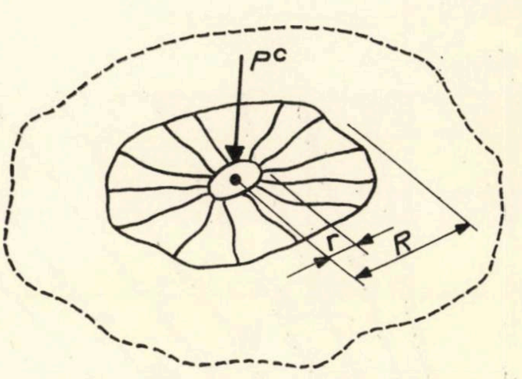


Fig. 4b : Schema de cedare a zonelor centrale

S(suprafaţa de rezemare a colţului decupat) = $= (2{,}4\ r + 0{,}5\ h)^2$

s (suprafaţa de rupere) =

$$\frac{2 \times 2{,}4r + 2\,(2{,}4\ r + 0{,}5h)}{2} \cdot 1{,}1h = 5{,}26r \cdot h + 0{,}55h^2$$

Ecuaţia de proiecţie pe verticală:

$$P^c-(2,4r+0,5h)^2\cdot\sigma_{ta}-\frac{(5,26r\cdot h+0,55h^2)}{2}\cdot R_t=0$$

Printr-o serie de transformări succesive şi aproximaţii, şi notînd

$$\frac{P^c}{\pi\cdot r^2\cdot\sigma_{ta}}=K$$

ecuaţia de mai sus devine:

$$\frac{h^2}{r}+9,56\frac{h}{r}-6,2\frac{K+1,86}{\frac{R_t}{\sigma_{ta}}+1}=0$$

Soluţia ecuaţiei este:

$$\frac{h}{r}=-4,78\pm 22,9+6,2\frac{K-1,86}{\frac{R_t}{\sigma_{ta}}+1}$$

Obţinem relaţia finală de calcul pentru grosimea plăcii:

$$h=\left(\sqrt{22,9+6,2\frac{K-1,86}{\frac{R_t}{\sigma_{ta}}+1}}-4,78\right)r \quad (10)$$

Relaţia (10) este prezentată sub formă de abacă în fig. 5.

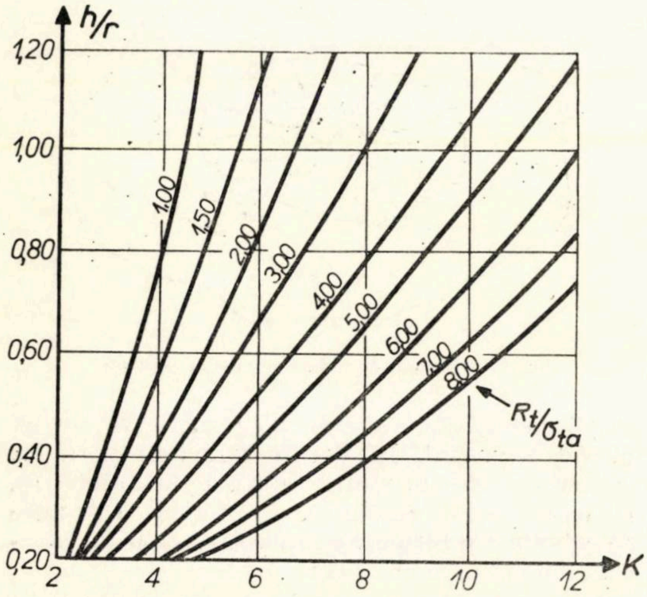


Fig. 5 : Diagrama $\frac{h}{r}=f\left(K,\ \frac{R_t}{\sigma_{ta}}\right)$

Al doilea caz de cedare poate fi prin poansonarea zonelor centrale. În acest caz, vom avea un mecanism de rupere format din mai multe linii de rupere radiale unite de un cerc cu raza

$$R=\sqrt[3]{K}\cdot r \quad (11)$$

Relaţia de legătură între forţa exterioară ce calcă pe o placă rezemată pe teren şi eforturile ce iau naştere a fost dedusă în lucrarea [5] şi are expresia:

$$M=\gamma\cdot\overline{M}_0=\frac{P^c}{4}\left(1-\sqrt[3]{\frac{1}{K}}\right) \quad (12)$$

Dacă în această relaţie introducem valoarea lui $\overline{M}_0$, dată de formula (8), grosimea plăcii se obţine din:

$$h=\left(\sqrt{2\cdot\left(1-\sqrt[3]{\frac{1}{K}}\right)\cdot\frac{K}{\gamma}\cdot\frac{\sigma_{ta}}{R_i}}\right)\cdot r \quad (13)$$

Relaţia (13) este prezentată în diagramele din fig. 6

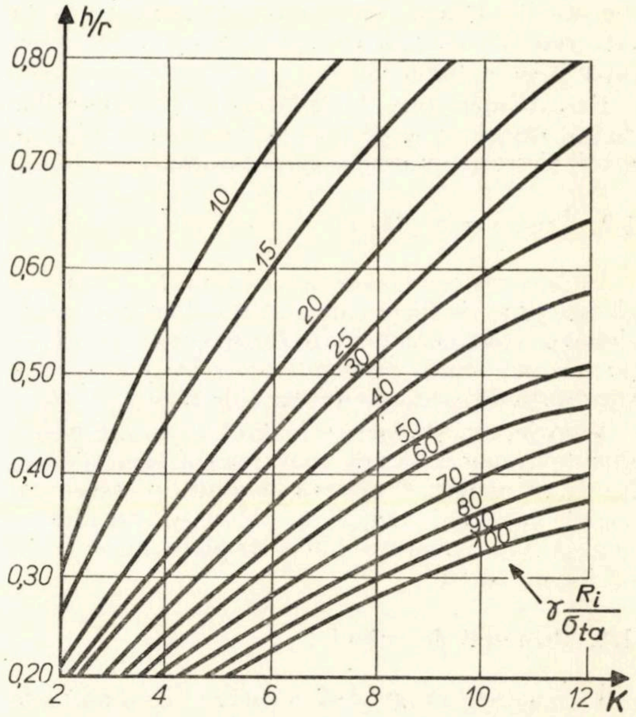


Fig. 6 : Diagrama $\frac{h}{r}=f\left(K,\ \gamma\ \frac{R_i}{\sigma_{ta}}\right)$

2.2. Consideraţii generale pentru calculul armăturilor

Punctele cele mai slabe ale plăcilor de pardoseală sînt colţurile şi marginile acestora. Am putea urmări diagrama solicitărilor prin variaţia grosimii plăcii, dar aceasta introduce dificultăţi mari în execuţie. Din mai multe considerente, se recomandă o pardoseală realizată din panouri pătrate sau dreptunghiulare cu dimensiunea laturilor între 5 — 10 m. Grosimea plăcii o vom lua constantă, iar armăturile dispuse într-o fîşie

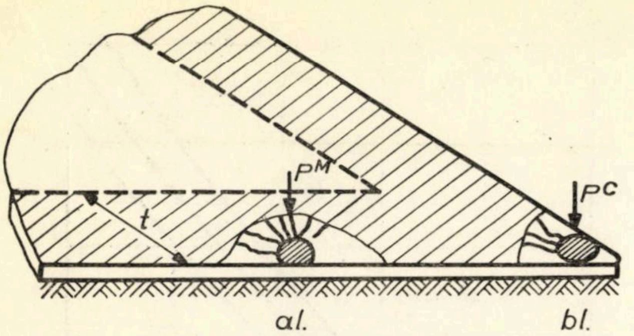


Fig. 7 : Mecanisme de cedare

destul de îngustă pe fețele superioare și inferioare ale colțurilor și marginilor.

Armăturile astfel dispuse îndeplinesc un rol dublu :

— suportă în mod direct momentele încovoietoare ce iau naștere în placă cînd forța calcă în aceste secțiuni ;

— formează un cadru închis ce împiedică deformațiile plăcii în plan orizontal, fapt care duce la apariția eforturilor normale de tipul autotensiunilor. Eforturile normale de membrană sînt preluate tot de aceste armături. Cantitativ, armătura se determină cunoscînd valoarea momentului încovoietor în fiecare punct al plăcii.

2.3. Dimensionarea armăturilor din marginile plăcii

Relațiile teoretice, exprimînd legăturile dintre forța concentrată exterioară ce calcă pe marginea sau colțurile plăcii de beton armat rezemată pe teren și momentele încovoietoare ce iau naștere în placă, au fost deduse detaliat în lucrările [4] și [5]. Prezentarea completă a acestor relații ar depăși cadrul acestei lucrări, de aceea ne vom rezuma la expunerea succintă a ipotezelor, a principalelor etape de calcul și a relațiilor finale de dimensionare.

Se notează cu M_m momentul pozitiv (produce întinderea fibrelor inferioare ale plăcii) și cu M'_m momentul negativ din marginea plăcii.

De la început, impunem raportul momentelor încovoietoare capabile pe care vrem să-l realizăm (raportul armărilor) :

$$\alpha_m = \frac{M'_m}{M_m} = \frac{A'_a}{A_a} = 1 \div 2 .$$

Armarea feței superioare este mai eficientă, dar din motive de execuție în cele mai multe cazuri alegem $\alpha_m = 1$.

Introducînd notațiile :

$$Y_m = \frac{1{,}57 + 2{,}46\alpha_m}{1 + \alpha_m} \cdot \left(1 - \sqrt[3]{\frac{1}{K}}\right) \cdot K \qquad (14)$$

$$\eta_{(Y_m)} = (1 + 2 \cdot Y_m) + \sqrt{1 + 4 \cdot Y_m} \qquad (15)$$

valoarea momentelor încovoietoare se obține din relația :

$$M_m = \frac{1 + \alpha_m}{2\,(1 + 1{,}57 \cdot \alpha_m)^2} \cdot r^2 \cdot \sigma_{ta} \cdot \eta_{(Y_m)} \qquad (16)$$

Pentru α_m ales și diferite valori concrete ale lui K se obține direct Y_m din fig. 8, iar cu această valoare se determină $\eta_{(Y_m)}$ din fig. 9.

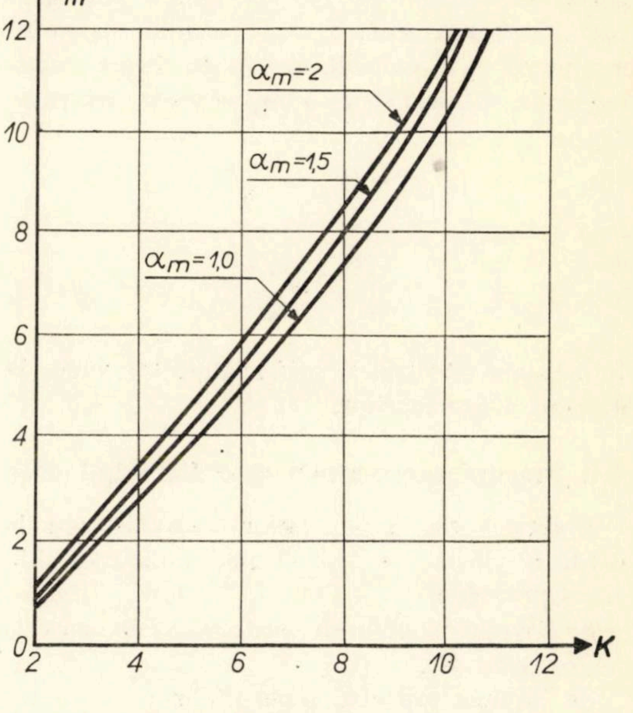


Fig. 8: Diagrama $Y_m = f(K, \alpha_m)$

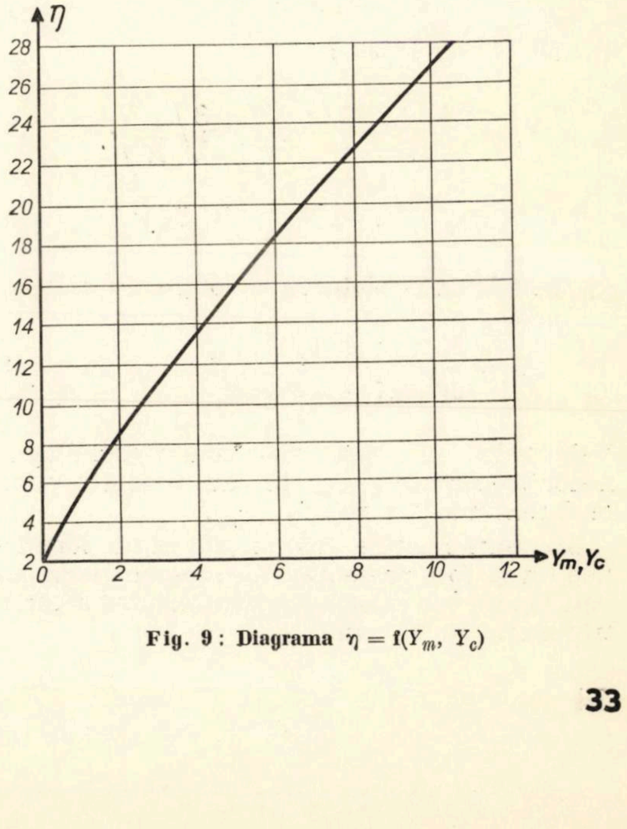


Fig. 9: Diagrama $\eta = f(Y_m, Y_c)$

Cunoscînd momentele încovoietoare, cantitatea de armătură necesară se determină din teoria obişnuită a betonului armat (momentele încovoietoare sînt preluate de cuplul forţelor interioare)

$$A_a = \frac{M_m}{z} \cdot \qquad (17).$$

Lăţimea fîşiei pe care dispunem armăturile se determină punînd condiţia ca, în locul de trecere din zona armată în zona nearmată, capacitatea portantă a plăcii să fie mai mare sau egală cu solicitarea exterioară. Dacă considerăm marginea plăcii ca o consolă acţionată de presiunea terenului, lăţimea fîşiei o obţinem din relaţiile :

$$\alpha_m \cdot M_m = \frac{s^2 \cdot \sigma_{ta}}{2}$$

$$s = \sqrt{\frac{2 \cdot \alpha_m \cdot M_m}{\sigma_{ta}}} \qquad (18)$$

La această distanţă se mai adaugă lungimea de ancoraj a armăturilor.

2.4. Dimensionarea armăturilor din colţul plăcii

Determinarea momentelor încovoietoare la colţurile plăcilor se face în mod similar ca şi în cazul precedent.

Se notează momentele pozitive cu M_c, iar cele negative cu M_c'.

Se impune raportul momentelor :

$$\alpha_c = \frac{M_c'}{M_c} = \frac{A_a'}{A_a} = 1 \div 2.$$

Introducînd relaţiile :

$$Y_c = \frac{0{,}34 + 1{,}21 \cdot \alpha_c}{(1 + \alpha_c)} \cdot \left(1 - \sqrt[3]{\frac{1}{K}}\right) \cdot K \qquad (19)$$

$$\eta_{(Y_c)} = (1 + 2Y_c) + \sqrt{1 + 4Y_c} \qquad (20)$$

momentele încovoietoare se obţin cu relaţia :

$$M_c = \frac{1 + \alpha_c}{2(0{,}217 + 0{,}785\alpha_c)^2} \cdot r^2 \cdot \sigma_{ta}' \cdot \eta_{(Y_c)} \qquad (21)$$

Valorile lui Y_c se obţin uşor cu ajutorul diagramelor prezentate în fig. 10, iar cu aceste valori se determină, din fig. 9, $\eta_{(Y_c)}$.

Aparent, relaţiile (15) şi (20) sînt identice (ele au şi fost prezentate în aceeaşi diagramă, vezi fig. 9), dar valorile lor se determină separat, în funcţie de Y_m sau Y_c.

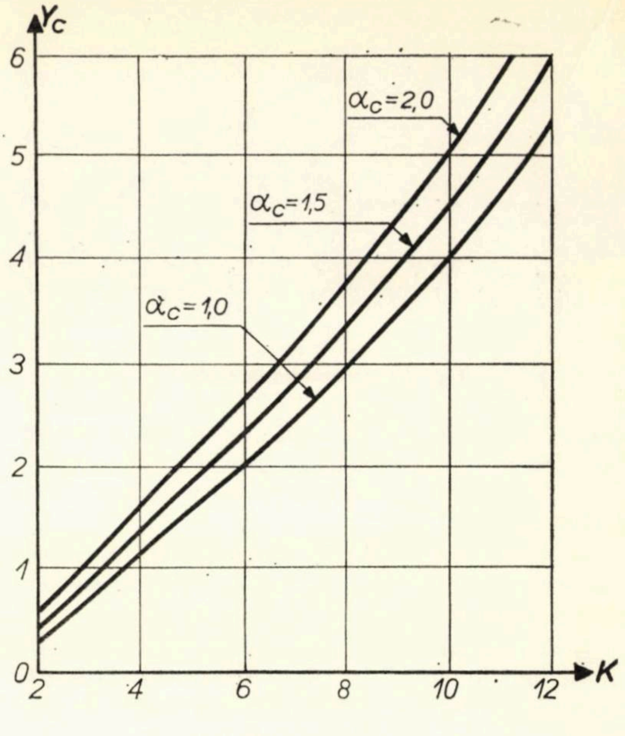


Fig. 10 : Diagrama $Y_c = f(K, \alpha_c)$

2.5. Verificarea la eforturi de membrană

Eforturile de membrană sînt preluate de armăturile aşezate în marginea plăcii.

În cazul limită, axa neutră coboară pînă la mijlocul grosimii plăcii. În acest caz, forţa normală de membrană este dată de relaţia (7) :

$$N = \frac{h}{2} \cdot R_i \qquad (7)$$

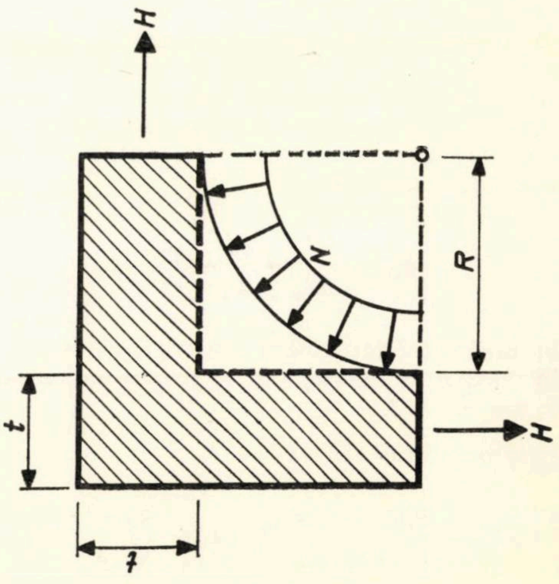


Fig. 11 : Forţa H din fîşiile marginale

Forţa de întindere H din fîşiile marginale este dată de expresia :

$$H = N \cdot R \qquad (22)$$

Dacă în (22) se introduc valorile lui N şi R, date de relaţiile (7) şi (11) rezultă :

$$H = \frac{1}{2}\sqrt[3]{K} \cdot h \cdot r \cdot R_i \qquad (23)$$

Din cîteva exemple de calcul se trage concluzia că în cele mai multe cazuri armăturile calculate pentru momente încovoietoare sînt suficiente pentru preluarea forţelor de membrană.

2.6. Exemplu numeric

Să se dimensioneze o pardoseală cu următoarele date iniţiale :

P^n — 3,00 tone
r — 10 cm
c_s — 1,3
c_d — 1,2

B 150 $R_i = 80$ kg/cm^2 ; $R_t = 5$ kg/cm^2

OB 38 $R_a = 2\,100$ kg/cm^2

$\sigma_{ta} = 2{,}00$ kg/cm^2

(Calculele au fost făcute conform STAS 1 546 — 50 revizuit).

$$P^c = c_s \cdot c_d \cdot P^n = 1{,}3 \cdot 1{,}2 \cdot 3{,}00 = 4{,}68 \text{ tone}$$

$$K = \frac{P^c}{\pi \cdot r^2 \cdot \sigma_{ta}} = \frac{4\,680}{3{,}14 \cdot 10^2 \cdot 2{,}00} = 7{,}45$$

$$\frac{R_t}{\sigma_{ta}} = \frac{5{,}00}{2{,}00} = 2{,}5$$

Din fig. 5 rezultă :

$$h = 1{,}03\, r = 1{,}03 \cdot 10 \approx 10 \text{ cm}$$

Din condiţia cedării zonei centrale se obţine :

$$\gamma \cdot \frac{R_i}{\sigma_{ta}} = 0{,}8 \cdot \frac{80}{2{,}00} = 32$$

Din fig. 6 rezultă :

$$h = 0{,}48\, r = 0{,}48 \cdot 10 = 4{,}8 \text{ cm}$$

Se adoptă $h = 10$ cm

Se impune $\alpha_m = \alpha_c = 1$

Din fig. 8, respectiv fig. 10 obţinem :

$$Y_m = 6{,}9 \text{ şi } Y_c = 2{,}8$$

Din fig. 9 rezultă :

$$\eta_{(Y_m)} = 20{,}2 \text{ şi } \eta_{(Y_c)} = 10{,}1$$

Din relaţiile (14) şi (19) se obţine :

$$M_m = \frac{1 + \alpha_m}{2(1 + 1{,}57 \cdot \alpha_m)^2} \cdot r^2 \cdot \sigma_{ta} \cdot \eta_{(Y_m)} =$$

$$= \frac{1 + 1}{2(1 + 1{,}57 \cdot 1)^2} \cdot 10^2 \cdot 2{,}00 \cdot 20{,}2 = 662 \text{ kgm/m}$$

$$M_c = \frac{1 + \alpha_c}{2(0{,}217 + 0{,}785\, \alpha_c)^2} \cdot r^2 \cdot \sigma_{ta} \cdot \eta_{(Y_c)} =$$

$$\frac{1 + 1}{2(0{,}217 + 0{,}785 \cdot 1)^2} \cdot 10^2 2{,}00 \cdot 10{,}1 = 2\,010 \text{ kgm/m}$$

Momentele încovoietoare sînt preluate numai de cuplul forţelor din armături :

$$a = a' = 1{,}5 \text{ cm}$$

$$z = 10 - 2 \cdot 1{,}5 = 7 \text{ cm}$$

$$A_{am} = A'_{am} = \frac{M_m}{z \cdot R_a} = \frac{66\,200}{2\,100 \cdot 7} = 4{,}5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ac} = A'_{ac} = \frac{M_c}{z \cdot R_a} = \frac{201\,000}{2\,100 \cdot 7} = 13{,}5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Lăţimea fîşiei pe care se aşază armăturile rezultă din relaţia :

$$s = \sqrt{\frac{2\,\alpha_m \cdot M_m}{\sigma_{ta}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 662}{2{,}00}} = 25{,}8 \text{ cm}$$

Lungimea de ancoraj :

$$l_a = 40 \cdot d = 40 \cdot 0{,}8 = 32 \text{ cm}$$

$$t = s + l_a = 25{,}8 + 32 \approx 60 \text{ cm}$$

Se va monta, pe feţele superioare şi inferioare ale panourilor, pe o lăţime de 60 cm, cîte o plasă

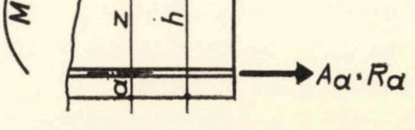


Fig. 12 : Cuplul forţelor interioare

Ø 8/12,5 cm, completînd-o la colţuri cu o altă plasă Ø 12/12,5 cm.

Verificarea la eforturi de membrană :

$$H = \frac{1}{2} \cdot \sqrt[3]{K} \cdot h \cdot r \cdot R_i = \frac{1}{2} \cdot \sqrt[3]{7{,}45} \cdot 10 \cdot 10 \cdot 80 =$$

$$= 7800 \text{ kg}$$

$$H_{\text{cap.arm.}} = A_a \cdot R_a = 2 \cdot 0{,}6 \cdot 4{,}5 \cdot 2\,100 = 11\,300 \text{ kg}$$

$$H_{\text{cap.arm.}} > H_{\text{efectiv}},$$

3. DETALII GENERALE DE ALCĂTUIRE, CONCLUZII ŞI PROPUNERI

3.1. Infrastructură

Pregătirea corectă a terenului de fundaţie joacă un rol deosebit de important în cursul exploatării acestor pardoseli.

Se recomandă ca terenul vegetal să fie decapat, umpluturile sub pardoseală bine compactate, iar placa de beton să fie aşezată pe un strat de balast de 10—15 cm grosime.

Stratul de balast îndeplineşte mai multe funcţii, dintre care se menţionează :

— asigură o rezemare uniformă pentru placă,

— îmbunătăţeşte presiunea admisibilă pe teren,

— rupe ascensiunea capilară a apelor freatice.

3.2. Detalii constructive de armare

Cantitatea de armătură necesară pentru armarea plăcilor de pardoseală nu depinde, practic, de dimensiunile în plan ale acestora. Sîntem tentaţi să adoptăm suprafeţe cît mai mari, totuşi se recomandă panouri pătrate sau dreptunghiulare cu laturile cuprinse între 5 — 10 m.

În calculele teoretice am presupus că valorile momentelor încovoietoare sînt egale după toate direcţiile. Rezultă firesc să dispunem aceeaşi cantitate de armătură atît după direcţia paralelă, cît şi perpendicular pe margini.

Barele astfel aşezate trebuie să intre în lucru cu toată capacitatea lor portantă, chiar de la margine. Această condiţie se îndeplineşte numai prin introducerea armăturii sub formă de etrier, fapt care aduce şi alte două avantaje :

— se păstrează constantă distanţa între plasa superioară şi cea inferioară în timpul betonării ;

— armăturile pot fi prefabricate sub formă de carcase realizate pe şantier sau chiar carcase sudate confecţionate în uzină. În final, armarea plăcilor se reduce la pozarea şi legarea armăturilor prefabricate între ele.

Ca detalii de armare se propun două variante prezentate în fig. 13 *a* şi fig. 13 *b*, dar pot fi utilizate şi alte sisteme.

Carcasele prezentate în fig. 13 *a*, pe lîngă armarea marginilor, asigură şi o parte din armarea colţurilor. După montare se leagă între ele cu sîrmă neagră, iar colţurile se vor suplimenta cu o altă plasă avînd ca secţiune diferenţa între cantitatea calculată şi cea acoperită cu carcasele marginilor.

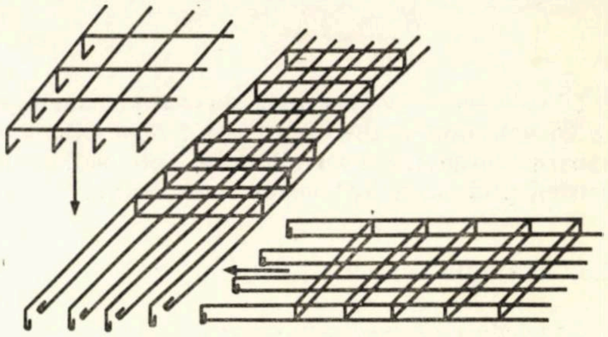


Fig. 13*a* Varianta I de armare

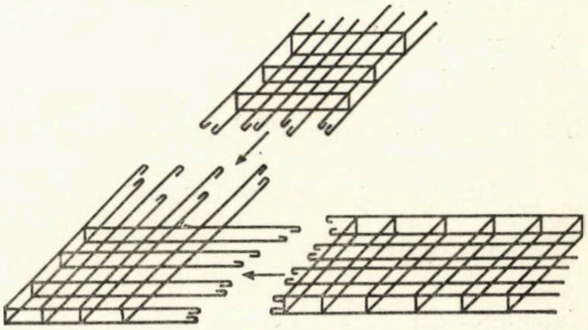


Fig. 13*b* : Varianta II de armare

Varianta din fig. 13 *b* prezintă separat carcase de margini şi carcase de colţ, care după pozare se îmbină cu sîrmă neagră de montaj.

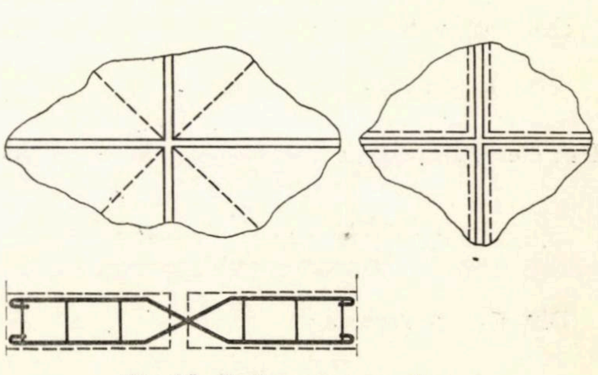


Fig. 14 : Conlucrarea panourilor

Pentru generalizarea metodei de calcul, plăcile au fost considerate independent una de alta. Legînd colţurile vecine între ele (fig. 14), se realizează o conlucrare între acestea. Această conlucrare este greu de stăpînit cantitativ. Ea ar trebui determinată pe baza unor încercări pe modele.

Se pare totuşi că în locurile unde se întîlnesc patru colţuri [3], panourile vecine pot transmite maximum 50 %, iar unde se întîlnesc două colţuri, maximum 25% din încărcarea totală. Astfel, colţul încărcat se dimensionează la 50 %, respectiv 75% din sarcina de calcul.

Legătura între plăcile vecine o realizăm cu bare înclinate încrucişate, care formează articulaţia bine cunoscută în betonul armat (vezi fig. 14).

Armăturile înclinate se calculează cu relaţia :

$$A_i = \frac{P'}{2 \sin \frac{\alpha}{2}} \cdot \qquad (23)$$

Pe lîngă avantajele economice evidente pe care le prezintă legarea între ele a colţurilor, se remarcă o oarecare nesiguranţă în ceea ce priveşte conlucrarea lor în timp. Armăturile înclinate pot fi uşor corodate, mai ales dacă rosturile între panouri nu sînt bine umplute cu bitum. Rosturile trebuie umplute cu bitum indiferent dacă panourile sînt legate între ele sau nu.

3.3. Concluzii

Lucrarea prezintă o metodă de calcul exactă, fundamentată teoretic, care elimină complet aprecierile subiective ale proiectanţilor în ceea ce priveşte adoptarea grosimii betonului de pardoseală, calitatea betonului utilizat, precum şi cantitatea de armătură necesară la realizarea acestor pardoseli.

Din punct de vedere economic, metoda are o serie de avantaje faţă de cele tradiţionale. Placa este mai economică decît cea din beton simplu, datorită grosimii reduse (economia de beton depăşeşte mult costul armăturilor).

Prezenţa armăturilor reduce posibilitatea apariţiei fisurilor din contracţia şi curgerea lentă a betonului, din dilatări termice, şi elimină complet pericolul ruperii casante. După un calcul estimativ, economia realizată (exprimată în preţ lei/m^2) poate să atingă 20 — 25 %.

Comparînd-o cu placa de beton slab armată, folosită curent în practica construcţiilor, observăm că grosimile aproape corespund. Economia se realizează prin eliminarea armăturilor din zonele centrale.

Pardoselile slab solicitate şi realizate din panouri mici nu sînt economice în această situaţie. Aplicarea sistemului propus devine avantajoasă pentru încărcări concentrate relativ mari.

Ca un ultim aspect, trebuie amintit că pardoseala prezentată în această lucrare necesită o execuţie mult mai atentă şi mai pretenţioasă decît cele cunoscute.

Metoda de calcul propusă poate fi aplicată şi la dimensionarea îmbrăcăminţilor de drumuri, a pistelor de decolare—aterizare ale aerodromurilor, unde se pot realiza economii mai importante.

În final, am vrea să arătăm o direcţie de cercetare foarte interesantă pentru viitor. Dacă în locul armăturilor OB 38 introducem armături pretensionate, obţinem panouri cu tensiuni iniţiale. Aceste panouri pot fi prefabricate în diferite game de mărimi şi sarcini capabile, sînt uşor de transportat şi de montat, au multiple utilizări atît în construcţiile civile, cît şi în cele industriale.

BIBLIOGRAFIE

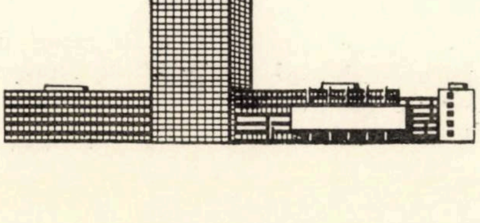
[1] Olszak Waclav, Perzyna Piotr., Anton Sawczuk : *Teoria plasticităţii*. Ed. tehnică, Bucureşti.

[2] Kessler gert : *Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare putînd avea laturi libere, solicitate de sarcini uniform distribuite*. Rev. construcţiilor Nr. 2, 1971.

[3] Kaliszky Sándor ; Tamássy Támas : *Talajon fekvö vasbeton burkolatok tervezése a képlékenységton elvei szrint*. Epitéstudomanyi intézet Tudomanyos közlemények. Budapest, 1965.

[4] Kaliszky Sándor : *Képlékeny ágyazásu es anyagu gerendak és lemezek teherbirásának számitása*. EKME TUD. Közleminyei, V Kötet 6 szam. 1959.

[5] Menyhárd István : *Lemezek méretezése a képlékenységtan elevei szerint*. MTI Kiadvany, 1962



CZ. 624.04:628.52

VERIFICAREA ELEMENTELOR DE CONSTRUCȚIE LA CONDENSUL VAPORILOR ÎN INTERIORUL LOR

pe baza creșterii umidității în limite admisibile în timpul iernii

Ing. EUGENIU DIMITRIU-VÂLCEA
INCERC

1. INTRODUCERE

Verificarea modului de comportare a elementelor de construcție, sub aspectul umezirii prin condensarea vaporilor în interiorul acestora, necesită utilizarea unui procedeu unitar de calcul. Acest procedeu unitar de calcul se face prin îndeplinirea a două condiții de bază, și anume :

— împiedicarea umezirii progresive a elementelor prin realizarea unui bilanț de umiditate anual în care cantitatea de apă acumulată din condens în timpul perioadei reci a anului să fie mai mică decît cea evaporată în timpul perioadei calde ;

— evitarea creșterii cantității de apă provenite din condensul vaporilor în timpul iernii, Δw, peste o valoare limită admisibilă Δw_{adm}, funcție de capacitatea maximă de sorbție a materialelor umezite.

Fenomenul de condens în interiorul pereților începe de la o anumită temperatură exterioară, t_{ex}, marcată de valoarea pentru care curba presiunilor reale p devine tangentă la curba presiunilor de saturație p_s (fig.1).

De la valoarea t_{ex} spre valorile negative, apa provenită din condensul vaporilor se acumulează în structură pe durata de condensare N_w, corespunzătoare temperaturilor de început t_{ex}, la sfîrșitul acesteia atingînd valoarea P_w.

Calculul cantității de vapori P_w, care condensează în perioada de iarnă în elementele de construcție, se face însă la temperatura medie t_{es} pe durata de condensare N_w (fig. 2).

Între valorile t_{ex}, t_{es} și N_w există o strînsă corelație, funcție de datele climatice caracteristice celor trei zone de temperaturi exterioare convenționale de calcul de iarnă, definite conform STAS 6472 — 68 *„Termotehnica în construcții. Elemente fundamentale de proiectare"*.

Temperatura t_{ex} de la care apare condensul depinde atît de alcătuirea pereților, de proprietățile higrotermice, în special de rezistența la difuziunea vaporilor R_v a materialelor componente, cît și de parametrii aerului interior.

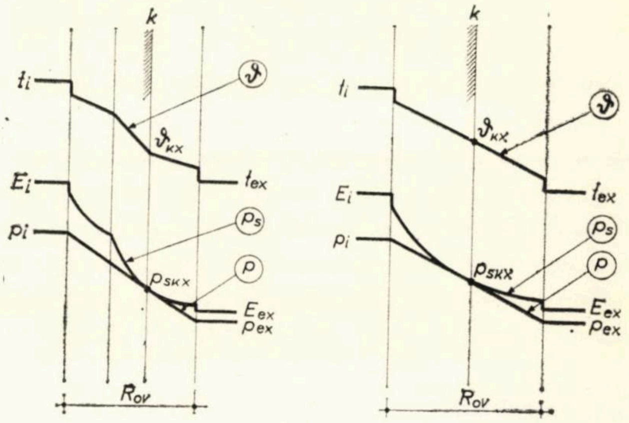


Fig. 1

În cazul în care valoarea t_{ex} este mai ridicată, durata de condens N_w este mai lungă și valoarea t_{es} este și ea mai ridicată, și invers (fig. 3 *a*, *b*).

2. CALCULUL CANTITĂȚII DE APĂ PROVENITE PRIN CONDENSUL VAPORILOR ÎN PERIOADA DE IARNĂ

Pentru stabilirea creșterii cantității de apă din condens ΔW în perioada de iarnă este necesar a se determina cantitatea de vapori P_w care condensează în structură. Această cantitate este dată de relațiile următoare :

— în cazul unei „suprafețe de condens" (cazul pereților în 3 și 2 straturi) (fig. 2 *a*) :

$$P_w = [R_{vI}(p_i - p_{sks}) - R_{vII}(p_{sks} - p_{es})]N_w \quad (1)$$

— în cazul unei „zone de condens" (cazul pereților omogeni) (fig. 2 *b*) :

$$P_w = [R_{vI}(p_i - p_{sI}) - R_{vII}(p_{sII} - p_{es})]N_w \quad (2)$$

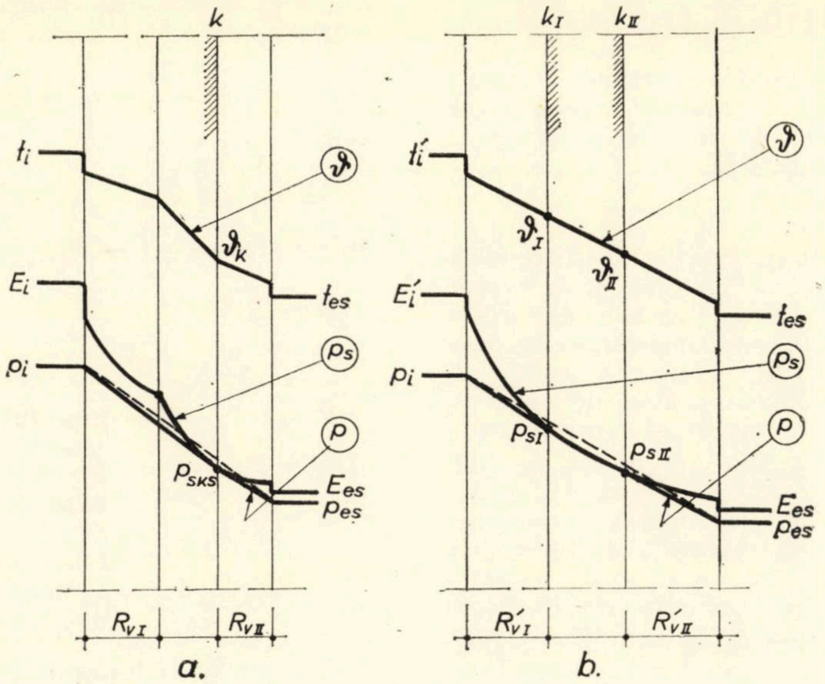

k
tᵢ
ϑ
ϑₖ
Eᵢ
tₑₛ
pᵢ
pₛ
p
pₛₖₛ
Eₑₛ
pₑₛ
Rᵥ I
Rᵥ II
a.
k I
k II
tᵢ′
ϑ
ϑ I
ϑ II
Eᵢ′
tₑₛ
pₛ
pᵢ
pₛ I
p
pₛ II
Eₑₛ
pₑₛ
R′ᵥ I
R′ᵥ II
b.

Fig. 2

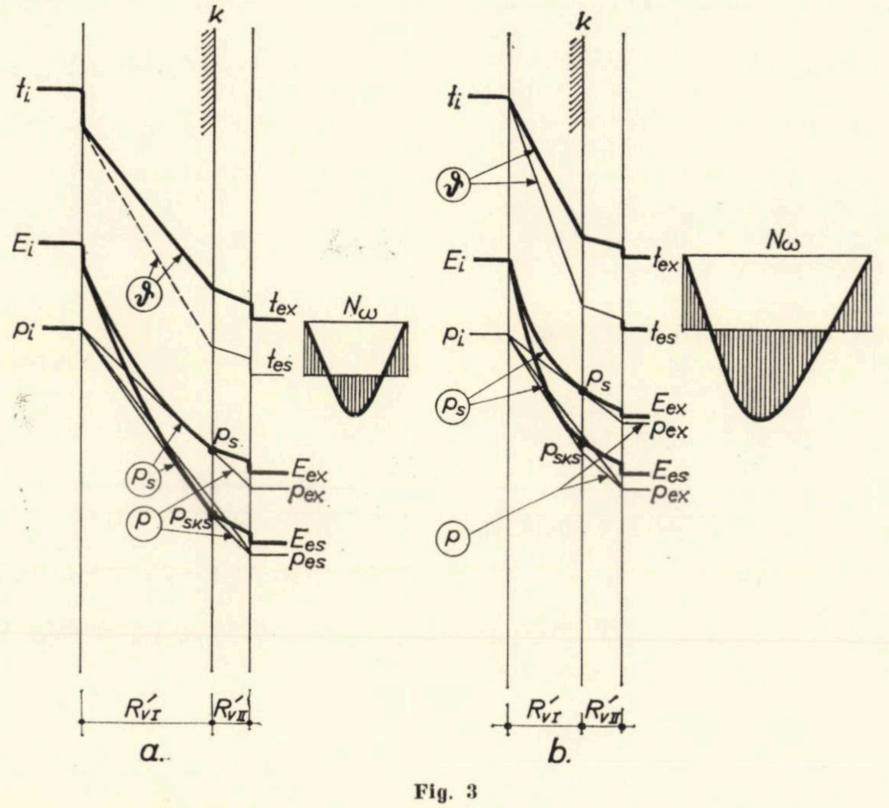

k
tᵢ
Eᵢ
ϑ
tₑₓ
Nω
pᵢ
tₑₛ
pₛ
Eₑₓ
pₑₓ
p
pₛₖₛ
Eₑₛ
pₑₛ
R′ᵥ I
R′ᵥ II
a.
k
tᵢ
ϑ
Eᵢ
tₑₓ
Nω
pᵢ
tₑₛ
pₛ
pₛ
Eₑₓ
pₑₓ
pₛₖₛ
Eₑₛ
pₑₓ
p
R′ᵥ I
R′ᵥ II
b.

Fig. 3

în care:

$R_{v\text{I}} = \dfrac{\sum_{1}^{k} R_v}{R_{ov}}$ este raportul dintre suma rezistențelor la difuziunea vaporilor a porțiunii de perete dintre suprafața interioară și suprafața de condens k (sau suprafața de început a zonei de condens);

$R_{v\text{II}} = \dfrac{\sum_{k}^{n} R_v}{R_{ov}}$ — raportul dintre suma rezistenței la difuziunea vaporilor a porțiunii de perete dintre suprafața de condens k (sau suprafața de sfîrșit a zonei de condens) și suprafața exterioară;

p_{sks}, $p_{s\text{I}}$, $p_{s\text{II}}$ — media presiunilor de saturație ale vaporilor în suprafața de condens și respectiv în suprafața de început și sfîrșit a zonei de condens pe perioada de condens;

p_{es} — presiunea medie de saturație a vaporilor din aerul exterior pe perioada de condens N_w corespunzător temperaturii medii t_{es} pe această perioadă.

Comportarea cea mai dezavantajoasă din punctul de vedere al difuziunii vaporilor o prezintă pereții în două și trei straturi cu strat exterior de protecție din beton armat, la care vaporii condensează în suprafața dintre stratul termoizolator și stratul exterior de protecție cu permeabilitate mică la vaporii de apă.

Din acest motiv, în cele ce urmează se va analiza peretele în trei straturi din beton armat cu strat median termoizolator.

a) Determinarea temperaturii exterioare de început de condens

Determinarea temperaturii exterioare de început de condens, t_{ex}, se poate face prin trei procedee, și anume:

— un procedeu prin care valoarea t_{ex} se alege pe cale analitică, pe baza condiției de egalitate a presiunii reale p_{kx} cu presiunea de saturație p_{skx}, în suprafața de condens k;

— al doilea procedeu, prin care valoarea t_{ex} se determină prin intermediul unei presiuni precizate, și anume a presiunii de saturație a vaporilor, p_{sex}, corespunzătoare lui t_{ex}, și a presiunii de saturație p_{sem}, corespunzătoare temperaturii medii anuale a aerului exterior t_{em};

— al treilea procedeu, prin care valoarea t_{ex} se determină pe cale grafoanalitică prin încercări, aceasta fiind marcată de tangenta dintre linia presiunilor reale p și curba presiunilor de saturație p_s; această cale laborioasă este indicată și în STAS 6472 — 68.

Prin procedeul analitic, temperatura ϑ_{kx} din suprafața k, corespunzătoare temperaturii exterioare de început de condens t_{ex}, este dată de expresia:

$$\vartheta_{kx} = t_i - R(t_i - t_{ex}) = t_i(1 - R) + Rt_{ex} \tag{3}$$

sau

$$\vartheta_{kx} = A + Bt_{ex} \tag{4}$$

în care: $A = t_i(1 - R)$

$B = R$

$R = \dfrac{\sum_{1}^{k} R_k}{R_0}$ — raportul dintre suma rezistențelor termice a straturilor componente ale elementului de construcție pînă la suprafața k, inclusiv rezistența totală la transmisie termică a elementului de construcție.

Corespunzător temperaturii ϑ_{kx} există egalitatea

$$p_{skx} = p_{kx} \tag{5}$$

Valoarea presiunii de saturație p_{skx} în suprafața de condens k se determină din expresia:

$$p_{skx} = a_1 + a_2\,\vartheta_{kx} + a_3\vartheta^2{}_{kx} = E_i - R_{ti}\,[a_2 + \\ + a_3t_i(2 - R)] + R[a_2 + 2a_3t_i(1 - R)] + a_3R^2 + t_{ex}^2 \tag{6}$$

sau

$$p_{skx} = C + Dt_{ex} + E\,t_{ex}^2 \tag{7}$$

în care $C = E_i - Rt_i[a_2 + a_3t_i(2 - R)]$ (8)

$$D = R[a_2 + 2a_3t_i(1 - R)] \tag{9}$$

$$E = a_3R^2 \tag{10}$$

Valoarea presiunii reale p_{kx} în secțiunea k se calculează din expresia:

$$p_{kx} = p_i - R_{vk}(p_i - p_e) = p_i(1 - R_{vk}) + \\ + R_{vk}\varphi_e(a_1 + a_2t_{ex} + a_3t_{ex}^2) \tag{11}$$

sau

$$p_{kx} = F + Gt_{ex} + Ht_{ex} \tag{12}$$

în care

$$F = p_i(1 - R_{vk}) + R_{vk}\varphi_e a_1 \tag{13}$$

$$G = R_{vk}\varphi_e a_2 \tag{14}$$

$$H = R_{vk}\varphi_3 a_3 \tag{15}$$

$R_{vk} = \frac{\Sigma R_{vk}}{R}$ — raportul dintre suma rezistențelor la difuziunea vaporilor a părții dintre suprafața interioară și suprafața de condens k și rezistența totală la difuziunea vaporilor a elementului de construcție.

Din egalarea expresiilor (7) și (12) se obține ecuația de gradul II :

$$t_{ex}^2 - \frac{D-G}{H-E}\, t_{ex} + \frac{F-C}{H-E} = 0 \qquad (16)$$

care permite stabilirea temperaturii exterioare la care începe condensul în secțiunea k, luîndu-se valoarea convenabilă :

$$t_{ex} = \frac{1}{H-E}\Big[2(D-G) \pm \pm\sqrt{4(D-G)^2-(F-C)(H-E)}\Big] \qquad (17)$$

În această relație coeficienții a_1, a_2, a_3 se iau ca valori medii pe intervalul de temperatură + 10... − 10°C.

Dacă valoarea t_{ex} este mai mare decît valoarea temperaturii medii anuale exterioare t_{em}, există posibilitatea de acumulare progresivă a apei prin condens în interiorul pereților. Dacă $t_{ex} < t_{em}$, apa acumulată în timpul iernii se evaporă în timpul verii.

Pe baza valorilor t_{ex} din STAS 6 472 — 68 se determină valorile de calcul p_{es} și N_w.

b) Stabilirea mediilor presiunilor de saturație a vaporilor în aerul exterior și pereți

Întrucît între presiunea de saturație p_s și temperatura t există o relație neliniară de tipul

$$p_s = a_1 + a_2 t + a_3 t^2 \qquad (18)$$

în care a_1, a_2, a_3 sînt constante tabelate cu anumite valori pentru diverse intervale de temperaturi t, în calculul lui P_w nu se pot lua valorile p_s corespunzătoare temperaturii ϑ_k, ci mediile presiunilor p_{sks} corespunzătoare valorilor medii ϑ_k.

Valorile medii ale presiunilor de saturație p_{es} ale vaporilor din aerul exterior pe diverse perioade de condens N_w se pot scrie sub forma :

$$p_{es} = p_{esN} + \Delta p_{seN} \qquad (19)$$

în care

$p_{esN} = a_1 + a_2 t_{es} + a_3 t_{es}^2$ este presiunea de saturație a vaporilor corespunzătoare temperaturii medii t_{es} a aerului exterior pe perioada N_w, care se găsește în tabele

$\Delta p_{seN} = \frac{a_3}{n}\sum_1^n \Delta t_{es}^2$ — factor de corecție, care corijează valoarea tabelată p_{esN} pentru a stabili media presiunii de saturație p_{es}.

Valorile Δp_{seN} pentru cele trei zone de temperaturi exterioare convenționale de calcul de iarnă determinate pe baza datelor statistice meteorologice sînt date în fig. 4.

În baza datelor reprezentate în fig. 4 se pot adopta următoarele valori p_{es} pentru întreaga țară :

— pentru valori pozitive t_{ex} :

$$p_{es} = p_{esN} + 4 \qquad (20)$$

— pentru valori negative t_{es} :

$$p_{es} = p_{esN} \qquad (21)$$

În această situație, valorile medii ale presiunii în secțiunea de condens se pot exprima prin relațiile :

— pentru valori pozitive t_{ex} :

$$p_{sks} = p_{skN} + 4\, R_k^2 \qquad (22)$$

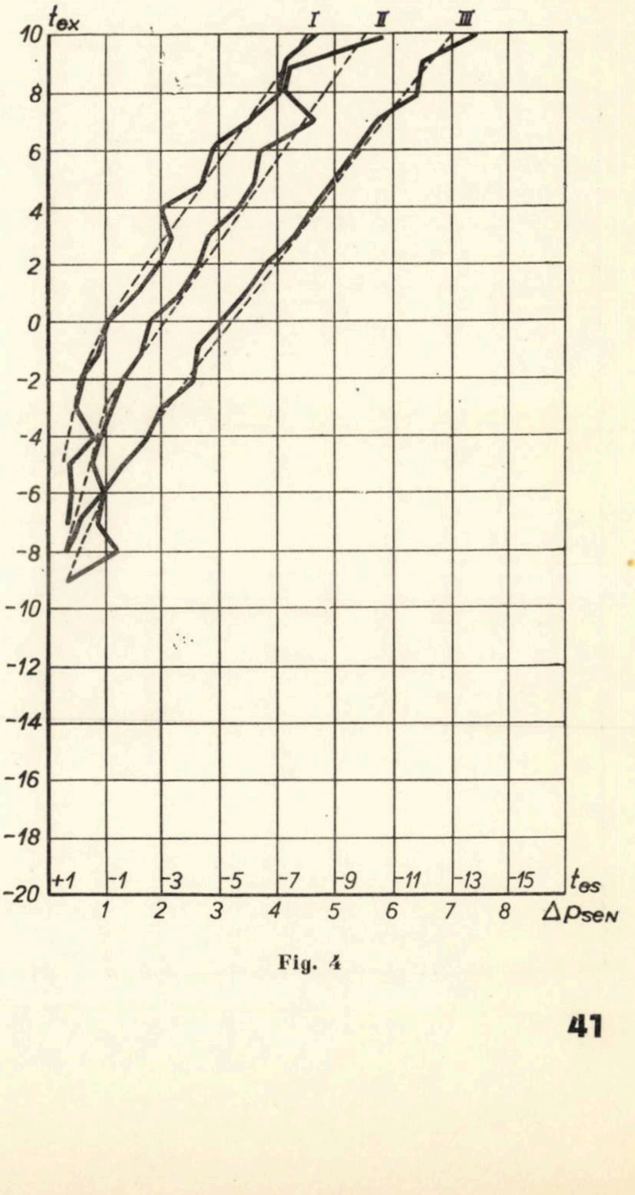


Fig. 4

— pentru valori negative t_{ex} :

$$p_{sks} = p_{sksN} \tag{23}$$

3. DETERMINAREA CREŞTERII CANTITĂŢII DE APĂ PROVENITE DIN CONDENSUL VAPORILOR ÎN TIMPUL IERNII ΔW

Valoarea ΔW se exprimă în funcţie de cantitatea de vapori P_w care condensează în interiorul elementelor de construcţie :

$$\Delta W = \frac{P_w}{\rho_W \, d_W} \leqslant \Delta W_{adm} \tag{25}$$

în care ρ_W şi d_W sînt densitatea aparentă şi respectiv grosimea stratului de material care se umezeşte.

În cazul materialelor termoizolatoare putrescibile, pentru care nu se admite condensarea vaporilor în elementul de construcţie, condiţia de admisibilitate este :

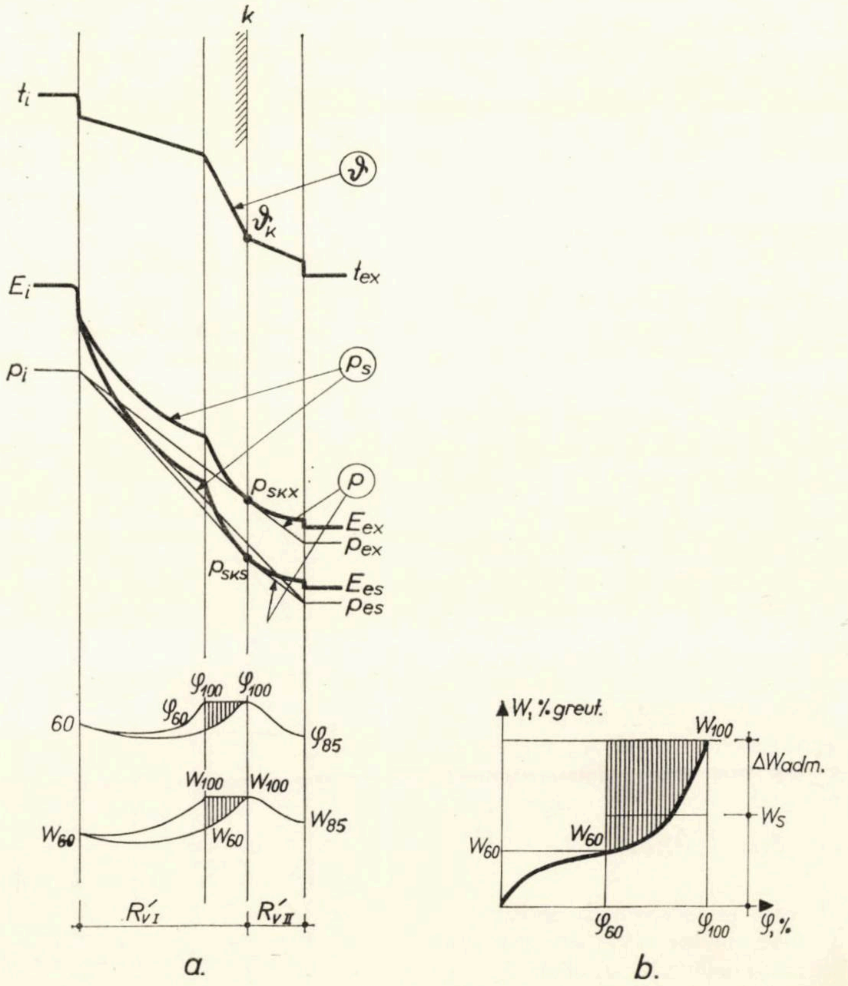
$$P_w = 0$$

a) **Valoarea umidităţii limite admisibile ΔW_{adm}**

Metoda expusă, de calcul al stării de umiditate a elementelor de construcţie în trei straturi se referă la elemente de construcţie în care se stabileşte umiditatea de echilibru după primii ani de exploatare, adică după desăvîrşirea procesului uscării naturale a apei introduse iniţial la executarea elementelor de construcţie.

În perioada anterioară apariţiei condensului (corespunzătoare scăderii temperaturii aerului exterior sub temperatura anuală t_{em} pînă la atingerea valorii de început de condens t_{ex}) umiditatea materialului termoizolator este de origine higroscopică, valorile sale fiind în limitele umidităţii de sorbţie W_s, în raport cu umiditatea relativă a aerului, φ.

Umiditatea de sorbţie W_s în grosimea materialului termoizolator poate creşte de la valoarea umidităţii naturale W_{s0}, corespunzătoare regimului normal de umiditate ($\varphi = 60$ % pe faţa caldă a termoizolaţiei), pînă la valoarea maximă W_{100}, corespunzătoare umidităţii relative de 100 % la apariţia condensului în secţiunea periculoasă a elementului (pe faţa rece a termoizolaţiei) (fig. 5).



a. b.

Fig. 5

În această perioadă nu există pericolul unei distrugeri a termoizolației ca urmare a înghețului sau a reacțiilor chimice în prezența apei.

Pentru a evita acest pericol și în perioada de condensare a vaporilor, se limitează creșterea cantității de vapori ΔW ce provoacă umezirea stratului termoizolator corespunzător valorii maxime din suprafața de condens W_{100} a elementului de construcție (care coincide cu fața rece a termoizolației), astfel încît, la terminarea perioadei de condens, această valoare să nu fie depășită în toată grosimea termoizolației.

Această ipoteză este valabilă întrucît cantitatea de vapori care condensează pe suprafața de condens este absorbită de materialul termoizolator, a cărui umiditate de sorbție în celelalte secțiuni este inferioară valorii W_{100}, și ea se explică prin studierea curbelor de variație a umidității de sorbție W în funcție de umiditatea relativă în grosimea termoizolației, ținînd seama de izotermele de sorbție a materialului termoizolator.

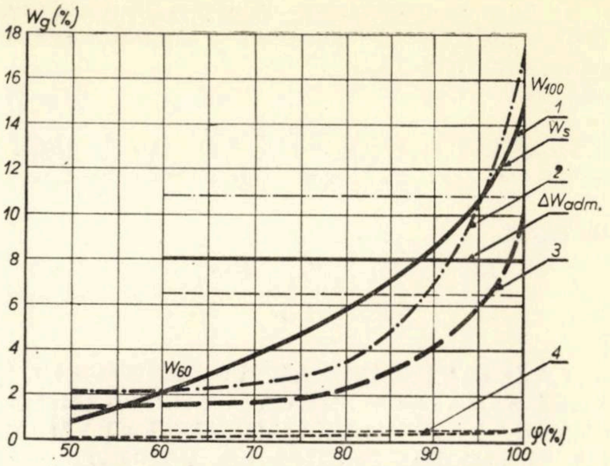
În sprijinul acestei ipoteze este și diferența de sucțiune existentă între fața caldă și cea rece a termoizolației în timpul perioadei de condens (ca urmare a diferenței de umiditate), care se evidențiază în curba sucțiune-umiditate a materialelor termoizolatoare.

Această curbă caracterizează efectul rezultant al forțelor de interacțiune dintre apă și scheletul solid, care are tendința de a reține apa, și dă indicații cu privire la sensul de deplasare a apei în porii materialelor nesaturate, de la porțiuni cu sucțiune mai mare, corespunzătoare umidității maxime de sorbție (fața rece a materialului termoizolator), la porțiuni cu sucțiune mai mică, corespunzătoare umidității minime de saturație (fața caldă a materialului termoizolator).

Chiar la umidități peste cea maximă de sorbție este posibil ca nu toată apa să se transforme în gheață pînă la anumite temperaturi negative, fapt explicabil prin înghețarea mai întîi a apei din porii și capilarele mari; cu cît conținutul de apă este mai mic, cu atît temperatura de îngheț este mai scăzută și cantitatea de apă înghețată este mai mică. Acest fapt arată că există o rezervă de umiditate peste limita maximă de sorbție ce poate fi preluată de material fără pericol de îngheț.

Creșterea cantității de apă din condens ΔW, care se suprapune peste umiditatea de sorbție, se limitează la o valoare admisibilă ΔW_{adm}, atinsă la sfîrșitul perioadei de condens, pe baza distribuției caracteristice a umidității în funcție de umiditatea relativă.

Această creștere a umidității, necesară umezirii totale a stratului termoizolator pînă la limita superioară de sorbție, se stabilește ținînd seama de izoterma de sorbție caracteristică materialului termoizolator.



1. polistiren celular - Gh. Gh.-Dej; 2. beton celular autoclavizat-Doicești; 3. beton celular autoclavizat - Craiova; 4. plăci din vată minerală - Berceni.

Fig. 6

Valoarea ΔW_{adm} este următoarea :

$$\Delta W_{adm} = \frac{\Sigma(W_{100} - W_j)}{J - 1} \tag{27}$$

în care W_j este umiditatea de sorbție pentru diverse umidități relative stabilite din izoterma de sorbție, începînd cu umiditatea inițială (corespunzătoare la $\varphi = 60$ %).

Curbele de sorbție pentru principalele materiale termoizolatoare eficiente : beton celular autoclavizat, pîslă minerală (tip Sillan), polistiren celular, utilizate la pereții de beton armat în trei straturi folosiți la noi, sînt arătate în fig. 6 pentru o temperatură medie de folosire în timpul iernii de 0°C.

Pe baza acestor curbe de sorbție s-au calculat, pentru materialele termoizolatoare folosite în țara noastră, valorile ΔW_{adm} cuprinse în tabelul 1, comparativ cu cele standardizate.

Pe lîngă criteriul limitării umidității în timpul perioadei de condens la valoarea de sorbție maximă W_{100} care, implicit, asigură elementul de construcție contra distrugerii prin îngheț, se adaugă și criteriul verificării grosimii termoizolației avînd umiditatea de la sfîrșitul perioadei de condens, astfel încît condiția de rezistență la transmisia termică necesară pe considerente de confort să fie respectată.

b) Rezistența la difuziunea vaporilor necesară a părții elementului de construcție dintre suprafața interioară și suprafața de condens $R'_{v\mathrm{Inec}}$

Din relațiile (25) și (26) se obțin valorile $R_{v\mathrm{Inec}}$ — pentru respectarea condiției evitării condensării în elementul de construcție (condiția 26) :

$$R'_{v\,\mathrm{I\,nec}} = \frac{\Delta P_e}{\Delta P_g} \cdot R'_{v\,\mathrm{II}} \tag{28}$$

— pentru respectarea condiției limitării creșterii umidității de condens în perioada de condens (condiția 25),

$$R'_{v\ \mathrm{Inec}} = \frac{\Delta p_i\, N_w}{10_{\rho w}\, d_w\, 4 W_{\mathrm{adm}}\, R'_{v\ \mathrm{II}} + \Delta p_{es}\, N_{\mathrm{w}}} R'_{v\mathrm{II}} \tag{29}$$

în care

$$\Delta p_i = p_i - p_{sks} \tag{30}$$

$$\Delta p_{es} = p_{sks} - p_{es} \tag{31}$$

4. CAZUL PARTICULAR AL PERETELUI ÎN TREI STRATURI PREVĂZUT CU BARIERĂ CONTRA VAPORILOR CU REZISTENȚĂ MARE LA PERMEABILITATEA LA VAPORI

Peretele alcătuit din trei straturi poate conține o barieră contra vaporilor cu rezistență la difuziunea vaporilor practic infinită, care se găsește între stratul de protecție interior și termoizolație sau pe suprafața interioară a peretelui.

Datorită barierei contra vaporilor, fluxul de vapori de la perete la aerul exterior este întrerupt.

Cantitatea de vapori care intră în perete în intervalele de timp N_τ este următoarea :

$$P_{vn} = \frac{p_i - p_{skn}}{R'_{v\ \mathrm{I}}} N_\tau \tag{32}$$

în care

$R'_{v\mathrm{I}} = R'_{vb} + R'_{v\mathrm{I}}$, în cazul barierei contra vaporilor situată între primele două straturi și $R'_{v\mathrm{I}} = R'_{vb}$, în cazul barierei contra vaporilor situată pe suprafața interioară.

În timpul procesului de condensare valoarea P_W este pozitivă, iar în timpul uscării este negativă.

Sumarea cantităților P_W pentru ambele perioade dă :

$$\sum_1^j P_{Wn} = \frac{1}{R'_v}\left(np_i - \sum_1^n p_{skn}\right)N_\tau \tag{33}$$

Din condiția ca

$$\sum_1^j P_{Wn} \leqslant 0 \tag{34}$$

rezultă relația de compatibilitate

$$p_i \leqslant \frac{1}{n}\sum_1^n p_{skn} \tag{35}$$

adică valoarea medie anuală a presiunii de saturație în suprafața barierei contra vaporilor trebuie să fie mai mică decît presiunea reală a vaporilor din încăpere pentru a nu avea acumulare progresivă în structură datorită barierei contra vaporilor.

Rezistența la difuzia vaporilor a barierei contra vaporilor rezultă din condiția (32) în care :

$$R'_{bv\ \mathrm{nec}} = R'_{v\ \mathrm{Inec}} - R'_{v\mathrm{I}} \tag{36}$$

În cazul admiterii unei creșteri limită a umidității în perioada de condens, temperatura limită, t_{ex}, este atinsă cînd presiunea vaporilor este egală cu presiunea de saturație pe bariera contra vaporilor.

Temperatura pe bariera contra vaporilor

$$\vartheta_{ki} = t_i - R\,(t_i - t_{ex}) \tag{37}$$

Tabelul 1

Nr. crt.	Denumirea materialului	Densitatea aparentă	Umiditatea de sorbție ω_s pentru umiditatea relativă a aerului:							Creșterea cantității de apă acumulată ΔW_{adm}	
			50	60	70	80	90	95	100	reală	STAS
		kg/m³	% (greut.)							%(greut.)	
1.	Polistiren celular	20	0,80	1,90	3,70′	5,90	8,50	10,2	15,0	8,0	15
2.	Beton celular autoclavizat Doicești	550	2,00	2,20	2,60	3,30	7,20	10,8	17,5	10,8	4
3.	Beton celular autoclavizat Craiova	550	1,40	1,60	1,80	2,15	4,20	7,50	10,7	6,6	4
4.	Vată minerală	100	0,09	0,11	0,125	0,145	0,125	0,35	0,60	0,4	3
5.	Beton celular autoclavizat Militari	550	1,55	1,55	1,60	2,20	3,20	5,50	9,80	6,1	4
6.	Beton de zgură	1 800	0,60	0,65	1,00	1,30	2,15	3,35	6,00	3,8	2

trebuie să fie egală cu temperatura de condens t_s a aerului din încăpere t_i, corespunzător umidității relative φ_i, adică:

$$\vartheta_{ki} = t_s \tag{38}$$

Din condiția (38) rezultă valoarea temperaturii limită t_{ex}:

$$t_{ex} = t_i - \frac{t_i - t_s}{R} \tag{39}$$

unde

$$R = \frac{R_i}{R_0} \tag{40}$$

La această temperatură, t_{ex}, corespunde durata perioadei de condensare N_W și temperatura medie pe perioada de condens t_{es}.

Cantitatea de vapori P_w care condensează în perioada N_w este dată de relația:

$$P_w = \frac{p_i - p_{sks}}{R'_{v\,I}} N_w \tag{41}$$

în care p_{sks} este presiunea de saturație pe bariera contra vaporilor la temperatura medie de condens t_{es}.

5. PROCEDEUL DE CALCUL ȘI EXEMPLU NUMERIC

Procedeul de calcul constă în următoarele faze:

- se calculează rezistențele la difuziunea vaporilor a elementului de construcție care se reprezintă grafic pe abscisă;
- se determină analitic temperatura de început de condens t_{ex} și se stabilește variația temperaturii ϑ în interiorul elementului de construcție pentru temperatura medie t_{es} pe perioada de condens;
- se reprezintă grafic curba de variație a mediei presiunilor de saturație, p_s, în interiorul elementului de construcție cu formulele (20) și (22);
- se construiește linia presiunilor reale p unind p_i cu p_{sks} și p_{sks} cu p_e;
- se calculează valoarea ΔW care se compară cu valoarea ΔW_{adm}.

Dacă $\Delta W < \Delta W_{adm}$, peretele este corespunzător; în caz contrar se va determina valoarea rezistenței la difuziunea vaporilor a barierei necesare cu ajutorul formulei (29).

În fig. 7 se dă o reprezentare grafică a curbelor p_s și p pentru un perete de beton armat în

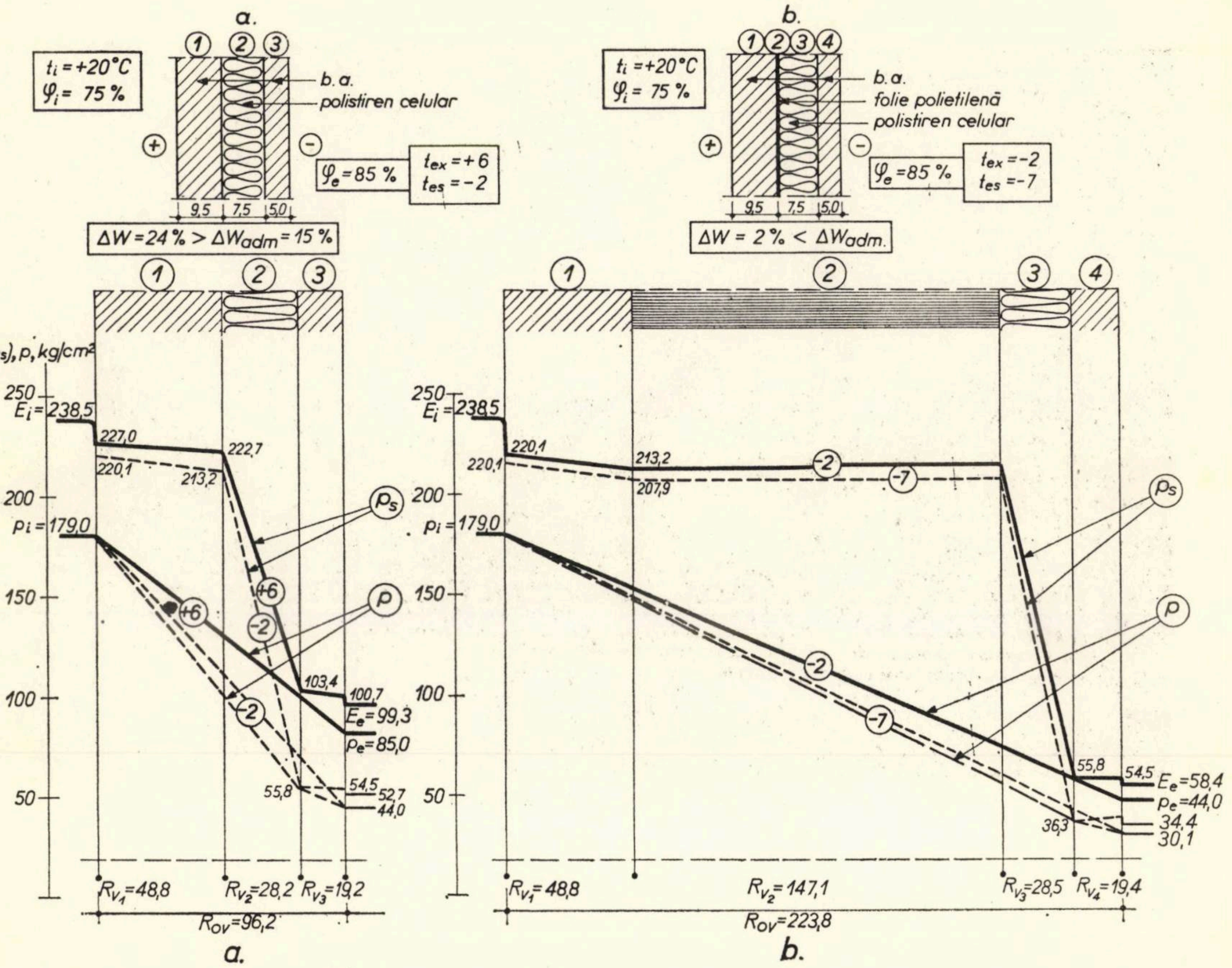

a.
① ② ③
$t_i = +20°C$
$\varphi_i = 75\%$
b. a.
polistiren celular
+
−
$\varphi_e = 85\%$
$t_{ex} = +6$
$t_{es} = -2$
9,5
7,5
5,0
$\Delta W = 24\% > \Delta W_{adm} = 15\%$
1
2
3
E(ps), p, kg/cm²
250
$E_i = 238,5$
227,0
222,7
220,1
213,2
200
$p_i = 179,0$
ps
150
+6
+6
-2
p
103,4
100,7
100
$E_e = 99,3$
-2
$p_e = 85,0$
50
55,8
54,5
52,7
44,0
$R_{v_1} = 48,8$
$R_{v_2} = 28,2$
$R_{v_3} = 19,2$
$R_{ov} = 96,2$
a.
b.
①②③④
$t_i = +20°C$
$\varphi_i = 75\%$
b. a.
folie polietilenă
polistiren celular
+
−
$\varphi_e = 85\%$
$t_{ex} = -2$
$t_{es} = -7$
9,5
7,5
5,0
$\Delta W = 2\% < \Delta W_{adm.}$
1
2
3
4
250
$E_i = 238,5$
220,1
220,1
213,2
-2
-7
207,9
200
ps
$p_i = 179,0$
150
p
-2
100
-7
55,8
54,5
$E_e = 58,4$
50
$p_e = 44,0$
36,3
34,4
30,1
$R_{v_1} = 48,8$
$R_{v_2} = 147,1$
$R_{v_3} = 28,5$
$R_{v_4} = 19,4$
$R_{ov} = 223,8$
b.

Fig. 7

trei straturi, fără şi cu barieră contra vaporilor din folie de polietilenă.

Se constată că prezenta barieră contra vaporilor este necesară pentru a păstra umiditatea polistirenului celular în limitele stării de sorbţie.

6. ÎNCHEIERE

Metoda umidităţii-limită admisibilă în perioada de condensare a vaporilor în elementele de construcţie, cu folosirea temperaturii de început de condens şi a celei medii pe perioada de condens, dă posibilitatea unei exploatări durabile şi confortabile a construcţiilor şi introducerii unor măsuri constructive anticondens eficiente pentru reducerea creşterii umidităţii din condens în limitele admisibile.

Împreună cu metoda verificării bilanţului de umiditate anual în elementele de construcţie, această metodă inginerească de calcul permite stabilirea duratei în care elementele de construcţie ajung în starea de umiditate naturală.

Noua autogară din Tulcea

CZ 697.13

CONSIDERAŢII ASUPRA CALCULULUI PIERDERILOR DE CĂLDURĂ PRIN PEREŢI ŞI PARDOSELI AFLATE SUB NIVELUL SOLULUI

Ing. **NASTASIE EPURE**
I. P. "Proiect Bucureşti"

INTRODUCERE. Problema unui calcul practic şi cît mai exact al pierderilor de căldură prin pereţi şi pardoseli aflate sub nivelul solului apare ca tot mai necesar a fi rezolvată o dată cu apariţia construcţiilor cu suprafeţe mari situate sub nivelul solului şi cu diverse destinaţii.

Metodele cunoscute şi cu care se lucrează în mod curent în proiectare nu iau în consideraţie toate cazurile posibile în care se poate situa o încăpere cu elemente de construcţie sub nivelul solului.

Aceasta conduce de multe ori la o dimensionare mai puţin exactă a instalaţiei de încălzire aferente unei asemenea situaţii.

Lucrarea de faţă îşi propune să prezinte o metodă de calcul, justificată din punct de vedere teoretic şi cît mai exactă, a pierderilor de căldură prin pereţi şi pardoseli aflate sub nivelul solului.

Caracterul practic al acestei metode constă în prezentarea unor nomograme de calcul pentru expresiile mai complicate.

I. *ÎNCĂPERI SUBTERANE FĂRĂ PÎNZĂ FREATICĂ*

Pornind de la considerente termotehnice pur teoretice privind studiul asupra liniilor de curent ce reprezintă scurgerea căldurii de la subsol la pămînt, cu ajutorul transformărilor conforme, s-a ajuns la concluzia că acestea pot fi considerate cu suficientă exactitate drept cercuri, ca în fig 1 *a*.

Vom deosebi un flux de căldură ce se transmite prin pereţii verticali mărginiţi de pămînt şi un flux ce se transmite prin pardoseală.

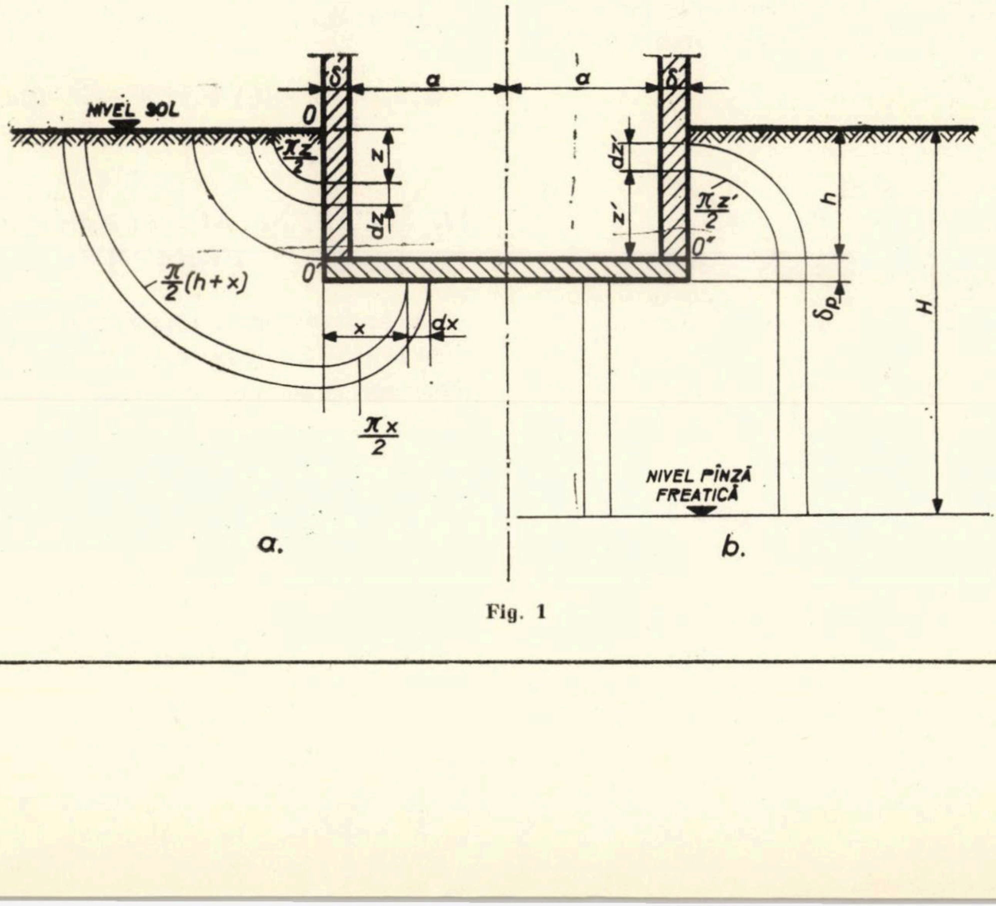


Fig. 1

Pentru un element de suprafață de perete vertical de înălțime dz și lungime 1 m, luat la adîncimea z față de nivelul solului, fluxul termic se poate exprima prin relația :

$$d_{q_h} = \frac{t_i - t_e}{\frac{1}{\alpha_i} + \frac{1}{\alpha_e} + \frac{\delta}{\lambda_h} + \frac{\pi}{2\lambda} z} dz \qquad (1)$$

$$q_h = \int_0^h \frac{t_i - t_e}{\frac{1}{\alpha_i} + \frac{1}{\alpha_e} + \frac{\delta}{\lambda_h} + \frac{\pi}{2\lambda} z} \cdot dz \qquad (2)$$

în care :

q_h = flux termic unitar ce se transmite printr-o fișie de perete de lungime 1 m și înălțime h, în kcal/h ;

λ_h — coeficient de conductivitate termică a peretelui, în kcal/mhgrd.

λ — coeficient de conductivitate termică a pămîntului, care este de 1 kcal/mhgrd.

Prin integrare obținem :

$$q_h = \frac{2\lambda}{\pi} (t_i - t_e) \ln\left(1 + \frac{\pi}{2\lambda R} h\right) \qquad (3)$$

în care :

$$R = \frac{1}{\alpha_i} + \frac{1}{\alpha_e} + \frac{\delta}{\lambda_h} \qquad (4)$$

Pentru simplificarea relației, vom neglija coeficienții de schimb superficial, lucru destul de acoperitor pentru calculele practice, termenii cu coeficienți de schimb superficial reprezentînd doar 5 % din R.

Deci :

$$R \approx \frac{\delta}{\lambda_h} \qquad (5)$$

Cu această simplificare și cu $\lambda = 1$ kcal/mhgrd, relația (3) devine :

$$q_h = \frac{2}{\pi} (t_i - t_e) \ln\left(1 + \frac{\pi}{2\frac{\delta}{\lambda_h}} h\right) \qquad (6)$$

Pentru întreg peretele de lungime $2b$:

$$Q_h = \frac{4b}{\pi} (t_i - t_e) \ln\left(1 + \frac{\pi}{2\frac{\delta}{\lambda_h}} h\right) \qquad (7)$$

În mod similar, pentru un element de suprafață de pardoseală de lățime dx și lungime 1 m, luat la distanța x de colțul zidului, fluxul termic se poate exprima prin relația :

$$d_{q_p} = \frac{t_i - t_e}{\frac{1}{\alpha_i} + \frac{1}{\alpha_e} + \frac{\delta_p}{\lambda_p} + \frac{\pi}{2\lambda}(2x + h)} dx \qquad (8)$$

în care :

λ_p = coeficient de conductivitate termică a pardoselii, în kcal/mhgrd.

$$q_p = \int_0^a \frac{t_i - t_e}{\frac{1}{\alpha_i} + \frac{1}{\alpha_e} + \frac{\delta_p}{\lambda_p} + \frac{\pi}{2\lambda}(2x + h)} dx \qquad (9)$$

Integrînd, obținem :

$$q_p = \frac{\lambda}{\pi} (t_i - t_e) \ln\left[1 + \frac{\pi}{2\lambda R} (2a + h)\right] \qquad (10)$$

unde am făcut notația :

$$R = \frac{1}{\alpha_i} + \frac{1}{\alpha_e} + \frac{\delta_p}{\lambda_p} \qquad (11)$$

Neglijînd și aici coeficienții de schimb superficial și știind că $\lambda = 1$ kcal/mhgrd, relația (10) capătă forma :

$$q_p = \frac{1}{\pi} (t_i - t_e) \ln\left[1 + \frac{\pi}{2\frac{\delta_p}{\lambda_p}} (2a + h)\right] \qquad (12)$$

Pentru fîșia de pardoseală de lățime a și lungime $2b$:

$$Q_p = \frac{2b}{\pi} (t_i - t_e) \ln\left[1 + \frac{\pi}{2\frac{\delta_p}{\lambda_p}} (2a + h)\right] \qquad (13)$$

II. ÎNCĂPERI SUBTERANE CU PÎNZĂ FREATICĂ

În cazul existenței unei pînze freatice la adîncimea H (fig. 1 b) vom folosi metoda suprapunerii efectelor. Și în acest caz vom deosebi un flux de căldură ce se scurge prin pardoseală la pînza freatică și altul ce trece prin pereții laterali.

Fluxul de căldură ce trece prin pardoseală se calculează cu relația :

$$Q_{pa} = \frac{4ab}{\frac{1}{\alpha_i} + \frac{\delta_p}{\lambda_p} + \frac{H - h}{\lambda}} (t_i - t_a) \qquad (14)$$

în care:

t_a = temperatura solului la nivelul pînzei freatice, sau chiar a pînzei freatice (se consideră în general $t_a = +10°C$).

Pentru pereţii laterali, şi în acest caz vom scrie fluxul elementar de căldură pentru un element de suprafaţă de perete de lăţime dz' şi lungime 1m aflat la înălţimea z' faţă de nivelul pardoselii:

$$dq_{ha} = \frac{t_i - t_a}{\dfrac{1}{\alpha_i} + \dfrac{\delta}{\lambda_h} + \dfrac{\pi z'}{2\lambda} + \dfrac{H-h}{\lambda}}\, dz' \qquad (15)$$

$$q_{ha} = \int_o^h \frac{t_i - t_a}{\dfrac{1}{\alpha_i} + \dfrac{\delta}{\lambda_h} + \dfrac{\pi z'}{2\lambda} + \dfrac{H-h}{\lambda}}\, dz' \qquad (16)$$

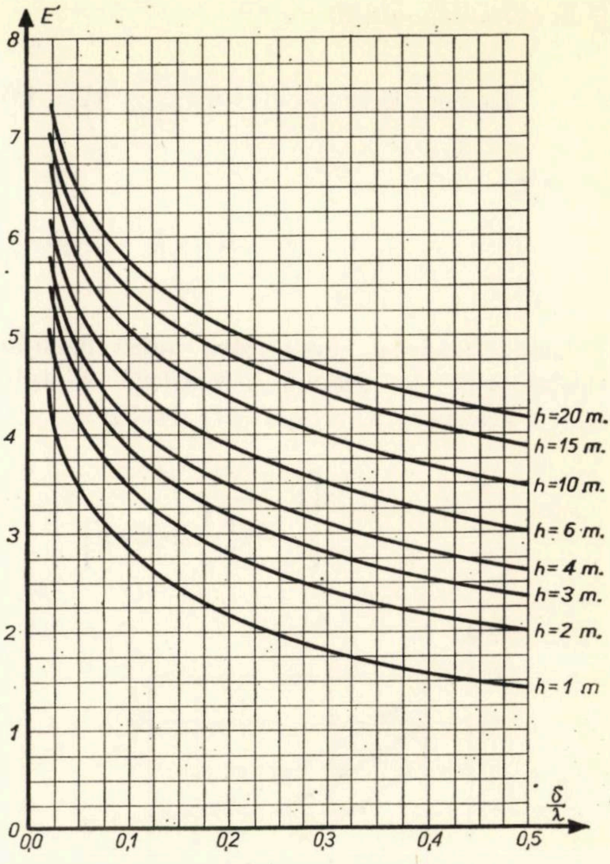
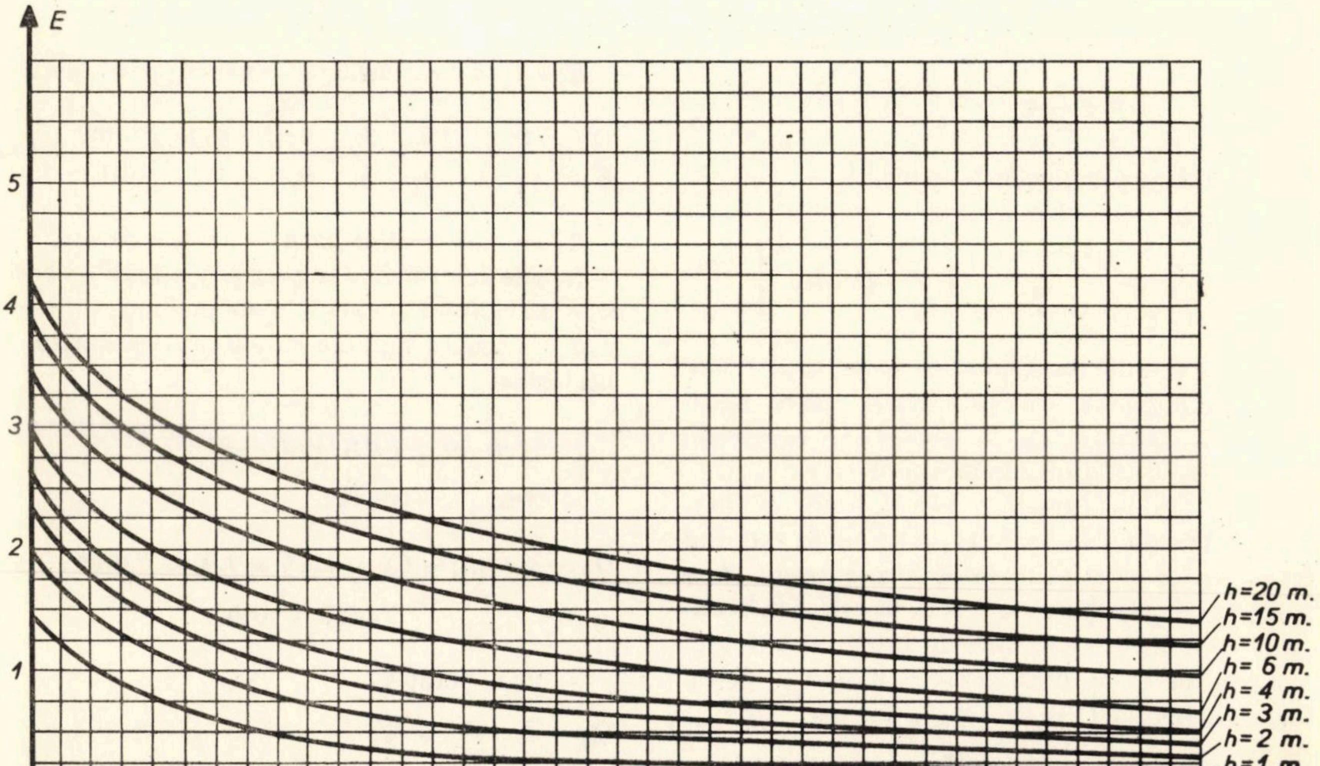


Fig. 2 — Nomograme pentru calculul expresiei →

Fig. 3 ↓

$$E = \ln\left(1 + \frac{\pi}{2\dfrac{\delta}{\lambda}} \cdot h\right)$$



Prin integrare, obţinem :

$$q_{ha} = \frac{2\lambda}{\pi}(t_i - t_a)\ \ln\left(1 + \frac{\pi}{2\lambda R}\, h\right) \qquad (17)$$

în care :

$$R = \frac{1}{\alpha_i} + \frac{\delta}{\lambda_h} + \frac{H - h}{\lambda} \qquad (18)$$

Făcînd aceleaşi simplificări, adică neglijînd coeficientul de schimb superficial şi avînd $\lambda = 1$ kcal/mhgrd, relaţia (17) devine :

$$q_{ha} = \frac{2}{\pi}(t_i - t_a)\ \ln\left[1 + \frac{\pi}{2\left(\frac{\delta}{\lambda_h} + H - h\right)}\, h\right] \qquad (19)$$

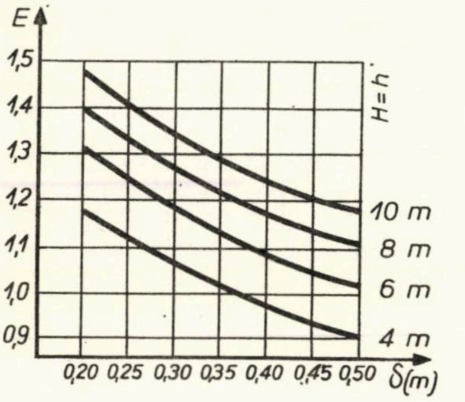


Fig. 4 — Nomogramă pentru calculul expresiei

$$E = \frac{1}{\pi}\ \ln \frac{2(H - h) + \delta}{\delta}$$

Pentru întreg peretele de lungime $2b$:

$$Q_{ha} = \frac{4b}{\pi}(t_i - t_a)\ \ln\left[1 + \frac{\pi}{2\left(\frac{\delta}{\lambda_h} + H - h\right)}\, h\right] \qquad (20)$$

Aceste fluxuri de căldură ce se scurg la pînza freatică, cumulate cu cele ce se pierd către exterior, calculate ca în partea I, constituie pierderile de căldură ale încăperii.

În situaţia în care $H - h < a$, liniile de flux, fiind întrerupte, în formula de calcul al fluxului ce se scurge prin pardoseală spre exterior (formula 13), în locul lui a se va lua în calcul diferenţa $H - h$, deoarece limitele de integrare a expresiei (9) vor fi, de data aceasta, 0 şi $H - h$. Cu aceasta, relaţia (13) va căpăta forma :

$$Q_p = \frac{2b}{\pi}(t_i - t_e)\ \ln\left[1 + \frac{\pi}{2\,\frac{\delta_p}{\lambda_p}}(2H - h)\right] \qquad (21)$$

Formulele deduse sînt nişte formule generale. În practică, vom întîlni diferite cazuri care vor trebui tratate cu particularităţile fiecăruia. Mai jos prezentăm cîteva dintre cele mai des întîlnite cazuri, cu precizările privind rezolvarea prin prezenta metodă.

III. EXEMPLU DE CALCUL

Să se calculeze pierderile de căldură prin pardoseală şi pereţii subterani mărginiţi de pămînt, la o încăpere situată la colţul unei clădiri la 2 m sub nivelul solului. Pînza freatică este la o adîncime de 7 m.

Celelalte date sînt trecute pe figura 5.

Coeficienţii globali de transfer termic pentru cele două structuri :

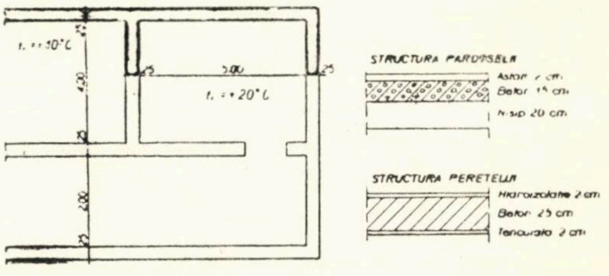


Fig. 5

$$\frac{1}{K_1} = \frac{1}{\alpha_i} + \Sigma\frac{\delta}{\lambda} = \frac{1}{5} + \frac{0{,}02}{0{,}19} + \frac{0{,}15}{1{,}1} + \frac{0{,}20}{0{,}80} = 0{,}7$$

$K_1 = 1{,}43$ kcal/m^{2}hgrd — pentru pardoseală

$$\frac{1}{K_2} = \frac{1}{\alpha_i} + \Sigma\frac{\delta}{\lambda} = \frac{1}{5} + \frac{0{,}02}{0{,}8} + \frac{0{,}25}{1{,}1} + \frac{0{,}02}{0{,}1} = 0{,}652$$

$K_2 = 1{,}56$ kcal/m^{2}hgrd — pentru perete.

În cele ce urmează se prezintă calculul pierderilor de căldură la exemplul de mai sus, prin cele mai cunoscute metode care se aplică curent în proiectare :

1. Metoda STAS 1907—52

— Prin pardoseală :

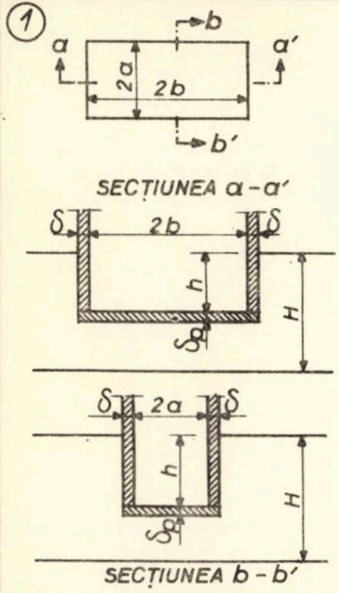
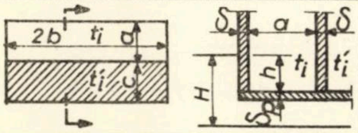
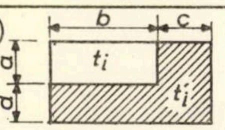
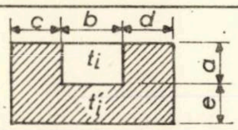
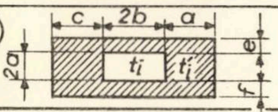
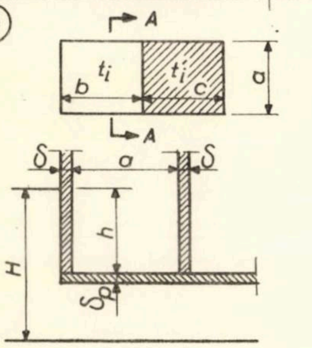
$$Q_1 = K_1 S_1 (t_i - t'_p) = 1{,}43 \times 4{,}0 \times 5{,}0(20 - 3) = 485 \text{ kcal/h}$$

— Prin pereţi :

$$Q_2 = K_2 S_2 (t_i - t''_p) = 1{,}56(4{,}0 + 5{,}0 + 2 \times 0{,}25) \cdot 2{,}0(20 + 3) = 680 \text{ kcal/h}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 485 + 680 = \mathit{1\ 165\ kcal/h}$$

RELAȚII DE CALCUL PENTRU PIERDERI DE CĂLDURĂ

CAZUL	POZIȚIA ÎNCĂPERII	RELAȚII ȘI INDICAȚII DE CALCUL
①  a a' b b' 2a 2b SECȚIUNEA a - a' δ h H δp SECȚIUNEA b - b'	Încăpere cu toți pereții exteriori	$a < H - h$ $Q = Q_h + Q_p + Q_{ha} + Q_{pa}$ $Q_h = \frac{2P}{\pi} E_1 (t_i - t_e)$ $Q_p = \frac{P}{\pi} E_2 (t_i - t_e)$ $Q_{ha} = \frac{2P}{\pi} E_3 (t_i - t_a)$ $Q_{pa} = \frac{S_p}{\frac{1}{\alpha_i} + \frac{\delta_p}{\lambda_p} + \frac{H-h}{1}} (t_i - t_a)$ în care: $P = 2(2a + 2b)$; $S_p = 4ab$ $E_1 = \ln\left(1 + \frac{\pi}{2\frac{\delta}{\lambda_h}} \cdot h\right)$ (vezi fig. 2 și 3) $E_2 = \ln\left[1 + \frac{\pi}{2\frac{\delta_p}{\lambda_p}} (2a + h)\right]$ $E_3 = \ln\left[1 + \frac{\pi}{2\left(\frac{\delta}{\lambda_h} + \frac{H-h}{1}\right)} \cdot h\right]$ NOTĂ: Pentru E_2 în locul lui a se va socoti $\frac{a+b}{2}$
② 	Încăpere cu trei pereți exteriori	$a < H - h$; $t_i' > t_i$; $c > H - h$. $Q = Q_h + Q_p + Q_{ha} + Q_{pa}$ cu: $p = 2a + 2b$; $S_p = 2ab$ în Q_p în locul lui $4b$ vom avea $2b$.
③ 	Încăpere cu doi pereți exteriori	$a < H - h$; $t_i' > t_i$; d și $c > H - h$ $Q = Q_h + Q_p + Q_{ha} + Q_{pa}$ cu: $p = a + b$; $S_p = ab$ în Q_p în locul lui $4b$ vom avea b.
④ 	Încăpere cu un singur perete exterior	$a < H - h$; $t_i' > t_i$; c, d și $e > H - h$. $Q = Q_h + Q_p + Q_{ha} + Q_{pa}$ cu: $p = b$; $S_p = ab$. în Q_p în locul lui $4b$ vom avea b.
⑤ 	Încăpere mărginită numai de pereți interiori	$t_i' > t_i$; c, d, e și $f > H - h$. $Q = Q_{pa}$ cu $S_p = 4ab$.
⑥  $p = a + h$	Încăperi cu 1, 2, 3, 4 pereți interiori și temperatura camerelor învecinate $t_i' < t_i$	Pentru cazul respectiv se mai adaugă: $\sum Q_c = \sum_1^n \left[\lambda E P (t_i - t_i')\right] j$ n = numărul pereților interiori λ = coeficient de cond. termică a solului = 1 Kcal./m. h. grad P = perimetrul pereților interiori $E = \frac{1}{\pi} \ln \frac{2(H-h)+\delta}{\delta}$ care se va citi funcție de $H - h$ și δ din nomograma fig. 4. - acestea se vor calcula numai dacă $t_i - t_i' > 4$ °C. NOTĂ: In situația a două camere vecine cu temperaturi interioare diferite, între care se calculează schimbul de căldură și amîndouă au un perete exterior, la perimetru, pe lîngă lungimea pereților interiori, se va adăuga și h.
⑦	Cazul cînd una din laturile a sau b (vezi poziția 1) este mai mare decît $H - h$	In acest caz Q_p se va calcula cu relația: $Q_p = \frac{4b}{\pi} E_2 (t_i - t_e)$ în care: $E_2 = \ln\left[1 + \frac{\pi}{2\frac{\delta_p}{\lambda_p}} (2H - h)\right]$
⑧	Cazul în care una din laturile c, d, e, f (vezi poziția 5) este mai mică decît $H - h$	Se recomandă să se introducă un procent din latura respectivă la calculul perimetrului P în formula lui Q_p dat de relația: $\frac{(H-h) - C.}{H - h}$

2. *Metoda STAS 1907-68*

Relaţia de calcul:

$$Q_T = \Sigma m\, S_k(t_i - t_e) + Ck_c(t_i - t_e) + S_p K_s (t_i - t_s)$$

Pentru cazul de faţă se consideră că relaţia se simplifică astfel:

$$Q_r = \Sigma\, S_p K_s(t_i - t_s) + CK_c(t_i - t_e)$$

în care şi peretele subteran s-a luat în calcul tot ca o pardoseală:

$$Q_T = [4,0 \times 5,0 \times 1,43 + (4,0 + 5,0 + 2 \times 0,25)2,0 \times$$

$$\times 1,56](20 - 10) + 9,5 \times 1,33(20 + 15) = 582 +$$

$$+ 443 = \mathit{1\,025\ kcal/h}$$

3. *Metoda KISSIN*

$$Q = (20 + 15)(0,4 \times 18 + 0,2 \times 18 + 0,1 \times 6) =$$

$$= 400\ \mathit{kcal/h}$$

4. *Metoda propusă în prezenta lucrare*

$$Q = Q_h + Q_p + Q_{ha} + Q_{pa} + Q_c$$

$$Q_h = \frac{2P}{\pi} E_1(t_i - t_e)$$

$$P = 4,0 + 5,0 = 9,0\ \text{m}$$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{\delta}{\lambda} = \dfrac{0,02}{0,8} + \dfrac{0,25}{1,1} + \dfrac{0,02}{0,1} = 0,452 \\ h = 2\ \text{m} \end{array}\right] \begin{array}{l} \rightarrow E_1 = 2,05 \\ \text{(v. fig. 2)} \end{array}$$

$$Q_h = \frac{2 \cdot 9,0}{\pi} \cdot 2,05\ (20 + 15) = \mathit{400\ kcal/h}$$

$$Q = \frac{P}{\pi} E_2(t_i - t_e).$$

Sîntem în cazul 8 — pierderi şi pe sub pardoseala încăperii învecinate:

$$\frac{(H - h) - c}{H - h} = \frac{7 - 2 - 2}{7 - 2} = \frac{3}{5} = 0,6$$

$$P = 9,0 + 0,6 \cdot 5,0 = 12,0\ \text{m}$$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{\delta_p}{\lambda_p} = \dfrac{0,02}{0,19} + \dfrac{0,15}{1,1} + \dfrac{0,2}{0,8} = 0,5 \\ h' = 2a + h = 2\dfrac{4 + 5}{2} + 2 = 11\ \text{m} \end{array}\right] \begin{array}{l} \rightarrow E_2 = 3,5 \\ \text{(v. fig. 2.)} \end{array}$$

$$Q_p = \frac{12}{\pi} \cdot 3,5(20 + 15) = \mathit{465\ kcal/h}$$

$$Q_{ha} = \frac{2P}{\pi} E_3(t_i - t_a)$$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{\delta}{\lambda} = 0,452 + \dfrac{7 - 2}{1} = 2,95 \\ h = 2\ \text{m} \end{array}\right] \rightarrow E_3 = 0,7\ \text{(v. fig. 3)}$$

$$Q_{ha} = \frac{2 \cdot 9}{\pi} \cdot 0,7(20 - 10) = 40\ \text{kcal/h}$$

$$Q_{pa} = \frac{S_p}{\dfrac{1}{K_i} + \Sigma \dfrac{\delta}{\lambda} + \dfrac{H - h}{1}} (t_i - t_a) =$$

$$= \frac{4 \cdot 5}{0,7 + 5}(20 - 10) = 35\ \mathit{kcal/h}$$

Pierderea de căldură prin pardoseală către încăperea vecină cu temperatură interioară mai mică:

$$Q_c = \lambda E P\ (t_i - t_i')$$

$$\lambda = 1\ \text{kcal/mhgrd}$$

$$P = 4 + 2 = 6\ \text{m}$$

$$\left.\begin{array}{l} \delta = 25\ \text{cm} \\ H - h = 5\ \text{m} \end{array}\right] \rightarrow \text{E} = 1,15$$

$$Q_c = 1 \cdot 1,15 \cdot 6 \cdot (20 - 10) = 70\ \text{kcal/h}$$

$$Q = 400 + 465 + 40 + 35 + 70 = \mathit{1010 kcal/h}$$

IV. INTERPRETAREA REZULTATELOR

S-a calculat numai prin aceste metode întrucît numai aceste metode, dintre cele mai cunoscute, se referă şi la pardoseli sub nivelul solului. Metoda STAS 1 907—68, metoda cea mai des utilizată la ora actuală în proiectare, neindicînd cum se poate aplica în aceste situaţii, calculul s-a făcut aplicînd STAS-ul şi dîndu-i o interpretare proprie.

Comparînd rezultatele între ele, observăm că rezultatul obţinut prin metoda STAS 1907 — 68 este apropiat de cel obţinut prin metoda propusă. Dar consider că un singur exemplu nu poate să scoată în evidenţă diferenţa dintre metode. Din practică, la proiectele Teatrului Naţional şi hotelului Intercontinental, unde am avut sub nivelul solului pardoseli foarte întinse, a reieşit clar să singura metodă care ne dă rezultate cu un grad ridicat de exactitate este metoda propusă.

Faptul că prin metoda KISSIN s-a obţinut un rezultat atît de scăzut se datoreşte neluării în considerare a pierderilor de căldură către pînza freatică.

V. CONCLUZII

1. — Metoda propusă împarte calculul pierderilor de căldură în două părţi :

— o parte proporţională cu $t_i - t_e$, care se transmite aerului exterior printr-o fîşie marginală clădirii de lăţime H ;

— o altă parte proporţională cu $t_i - t_a$, care se transmite stratului de pămînt, considerat cu temperatură constantă, sau pînzei de apă freatică de la adîncimea H.

2. — Faţă de alte metode care respectă mai mult sau mai puţin fenomenul fizic şi introduc mărimi convenţionale, metoda propusă are o justificare teoretică şi o formă de exprimare simplificată.

3. — Faţă de alte metode, metoda propusă este justificată teoretic şi păstrează în mod vizibil în structura relaţiei de calcul factori care pot avea o variaţie deosebită ($\lambda, H, \Delta t, h$), face mai puţine simplificări şi poate fi considerată mai generală, în sensul că răspunde şi la unele aspecte particulare ale problemei.

4. — Faptul că în lucrare s-au prezentat nomograme pentru calculul unor expresii mai complicate face ca metoda să poată fi uşor aplicată în practică.

5. — Metoda propusă are avantajul că, fiind în mai mare măsură fidelă fenomenului fizic, poate suporta unele corecţii în cazul că s-ar face măsurători în realitate sau pe model.

BIBLIOGRAFIE

[1] DAVIDESCU ALEXANDRU : *Termotehnica.* Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1964.
[2] HAMBURGHER LEON : *Introducere în teoria propagării căldurii, Volumul I.* Editura Academiei R.P.R., Bucureşti, 1956.
[3] * * * : Buletinul Ştiinţific al Institutului de Construcţii Bucureşti, Nr. 17, 1966.

CRONICA

A V-a CONFERINŢĂ DE BETOANE

TIMIŞOARA, 26—28 OCTOMBRIE 1972

Concluzii

Cerinţele accelerării progresului României pe drumul stabilit de Congresul al X-lea şi de Conferinţa Naţională a P.C.R. din iulie 1972 şi măsurile concrete luate în vederea reducerii şi eliminării rapide a decalajelor care ne despart de ţările cele mai dezvoltate economic, pentru asigurarea unui înalt nivel de civilizaţie şi cultură, reprezintă o necesitate profund înţeleasă de oamenii muncii şi a devenit cauza entuziast aprobată şi ferm adoptată de întregul nostru popor.

Sarcina imediată care decurge din aceasta este îndeplinirea înainte de termen şi cu indici economici substanţial îmbunătăţiţi a planului cincinal 1971—1975.

Pentru realizarea obiectivelor imediate şi crearea condiţiilor atingerii celor de viitor, alături de celelalte ramuri ale economiei, sarcini deosebite revin ramurii construcţii.

Asigurarea volumului de construcţii considerabil sporit, atît pentru dezvoltarea economiei, cît şi pentru îmbunătăţirea condiţiilor de trai şi culturale impun constructorilor eforturi cu totul deosebite pentru scurtarea continuă a termenelor de execuţie, în condiţiile asigurării hotărîte a calităţii sub toate aspectele.

Pe lîngă necesitatea strictă a adoptării de soluţii adevărat raţionale, eliminînd tot ceea ce este de prisos funcţional şi estetic, direcţiile principale ale acestor eforturi sînt :

— ridicarea substanţială a productivităţii muncii prin aplicarea tehnicilor şi tehnologiilor celor mai înaintate, cu folosirea avansată a mecanizării şi automatizării ;

— utilizarea de materiale noi, mai eficiente ;

— asigurarea unei continue perfecţionări a organizării şi planificării lucrărilor.

O condiţie decisivă, care trebuie îndeplinită în vederea realizării unei depline siguranţe în exploatare, este asigurarea unei înalte calităţi a lucrărilor de construcţii, componentă fundamentală a economicităţii lor reale.

Conferinţa a V-a de betoane, desfăşurată la Timişoara în zilele de 26—28 octombrie 1972, la care au participat peste 400 de specialişti constructori din producţie, proiectare, cercetare şi învăţămînt superior, a avut drept obiect dezbaterea principalelor probleme ale siguranţei şi calităţii construcţiilor de beton armat.

La simpozionul care s-a ţinut în cadrul conferinţei au fost examinate probleme mai generale ale unificării prescripţiilor de proiectare a tuturor categoriilor de construcţii din beton armat, metal, zidărie, din toate materialele în vederea promovării unei concepţii avansate şi unitare a siguranţei cu scopul optimizării economiei şi securităţii construcţiilor.

În continuare, au fost dezbătute în cadrul conferinţei principiile şi prevederile proiectelor de prescripţii de proiectare pentru construcţii de beton armat şi beton precomprimat. O atenţie cu totul deosebită au acordat participanţii discutării problemelor calităţii lucrărilor de beton, ca şi reducerii finisajelor prin extinderea utilizării betonului aparent.

Conferinţa, organizată de Consiliul Naţional al Inginerilor şi Tehnicienilor, Ministerul Construcţiilor Industriale şi Institutul politehnic ,,Traian Vuia'' din Timişoara, s-a bucurat de participarea activă a unor distinşi oaspeţi specialişti în construcţii de beton şi beton armat din Belgia, R. P. Bulgaria, R. S. Cehoslovacă, Danemarca, R. D. Germană, R. P. Polonă şi Suedia.

Referatele prezentate în volumele publicate înaintea conferinţei, raportul general, rapoartele de sinteză şi discuţiile s-au axat pe următoarele teme:

I. Probleme generale ale siguranţei şi unificării metodelor de calcul ale elementelor şi structurilor de construcţii (care au constituit obiectul dezbaterilor simpozionului).

II. Comportarea şi calculul construcţiilor de beton armat şi beton precomprimat. Perfecţionarea metodelor de calcul.

III. Calitatea materialelor şi execuţiei lucrărilor şi influenţa lor asupra siguranţei construcţiilor.

Lucrările conferinţei au fost caracterizate prin ţinuta ştiinţifică ridicată, prin poziţia justă de pe care au fost abordate atît aspectele teoretice ale calculului structurilor şi cele practice ale calităţii execuţiei, cît şi implicaţiile pe care le au acestea asupra siguranţei construcţiilor.

Conferinţa constată existenţa unei preocupări continue şi, în acest sens, eficiente a cercetătorilor din institutele departamentale şi din învăţămîntul superior pentru adîncirea cunoaşterii caracteristicilor materialelor de construcţie în general şi a betonului şi oţelului-beton în particular, pentru precizarea în continuare a valorilor de calcul ce se iau în considerare în dimensionarea construcţiilor, ca şi creşterea preocupării specialiştilor pentru studiul acţiunilor asupra construcţiilor, studiu legat de necesitatea fundamentării ştiinţifice a stabilirii valorilor de calcul ale solicitărilor, ţinînd seama de variabilitatea reală şi simultană a caracteristicilor diverselor acţiuni.

Conferinţa constată, de asemenea, existenţa unei preocupări continue a specialiştilor din domeniul producţiei de materiale de construcţie şi a celor de pe şantiere pentru creşterea performanţelor materialelor de construcţie, a betonului şi oţelului-beton în special, pentru îmbunătăţirea omogenităţii caracteristicilor lor, respectiv pentru ridicarea nivelului calitativ al execuţiei lucrărilor de construcţii, în scopul creşterii gradului de securitate a construcţiilor.

Este remarcabilă tendinţa din ce în ce mai accentuată a cercetării de a rezolva probleme puse de şantierele de construcţii, preocuparea cercetătorilor, proiectanţilor şi specialiştilor din execuţie pentru scurtarea drumului parcurs de rezultatul cercetării pînă la aplicarea lui în producţie, preocupare care se cere dezvoltată în continuare.

Compararea prescripţiilor de calcul româneşti cu prescripţii străine confirmă valabilitatea rezultatelor la care au ajuns specialiştii români din domeniul betonului armat, subliniază necesitatea şi utilitatea unui schimb permanent de informaţii şi experienţă ştiinţifică, pentru perfecţionarea în continuare a acestor prescripţii.

Din referatele generale şi de sinteză, din lucrările publicate în volume, ca şi din discuţiile purtate au rezultat următoarele concluzii principale:

I. Progresul în creşterea siguranţei construcţiilor este legat atît de promovarea concepţiei probabiliste în calculul construcţiilor, cît şi de îmbunătăţirea calităţii materialelor de construcţie şi a lucrărilor de construcţii.

Pentru aceasta sînt însă necesare în continuare studii privind acţiunile asupra construcţiilor, cît şi asupra felului cum influenţează variabilitatea proprietăţilor materialelor asupra stărilor limită ale construcţiilor.

În etapa actuală apare necesară o unificare a prescripţiilor de proiectare şi calcul, a tuturor categoriilor de construcţii din toate materialele, pe baza principiilor metodei semiprobabiliste de calcul la stările limită. În stabilirea coeficienţilor condiţiilor de lucru ca şi a caracteristicilor de calcul ale materialelor, trebuie ţinut seama atît de valorile luate în considerare în prescripţii pe plan internaţional, cît şi de experienţa însuşită în ţara noastră pînă acum în utilizarea acestei metode.

Pentru perfecţionarea continuă a prescripţiilor de calcul apare necesară organizarea unor studii sistematice privitoare la problemele siguranţei construcţiilor, o atenţie prioritară acordîndu-se studiului încărcărilor asupra construcţiilor.

II. Participanţii au fost în principiu de acord cu proiectele noilor prescripţii prezentate la conferinţă privind:

— ,,Construcţii de beton armat şi beton precomprimat — calculul şi alcătuirea elementelor'';

— ,,Calculul şi alcătuirea elementelor din beton, beton armat şi beton precomprimat pentru construcţii civile şi industriale''.

Din discuţii au reieşit propuneri interesante care vor fi luate în considerare la definitivarea proiectelor prescripţiilor. Sînt aşteptate, de asemenea, în continuare propuneri în acest sens din partea participanţilor, propuneri care pot fi adresate direct colectivului de elaborare din INCERC.

Totodată, în vederea înlesnirii aplicării în activitatea practică de proiectare a prescripţiilor, conferinţa apreciază ca fiind necesară elaborarea cît mai curînd a tuturor materialelor auxiliare (tabele, grafice, ghiduri de calcul, programe pentru calculatoare etc.).

Participanţii consideră, de asemenea, că este indispensabil ca în momentul intrării în vigoare a noilor prescripţii de proiectare să se asigure o corelare deplină cu acestea a prescripţiilor de execuţie corespunzătoare, operîndu-se în acest scop toate modificările şi îmbunătăţirile necesare.

Clarificarea în continuare a comportării elementelor şi structurilor de beton, beton armat şi beton precomprimat impune dezvoltarea studiilor privind deformaţiile elementelor de beton armat şi beton precomprimat, starea limită de oboseală, capacitatea portantă la acţiunea unor solicitări compuse etc.

III. În ce priveşte problematica privind calitatea lucrărilor de construcţii, conferinţa consideră ca fiind necesare următoarele:

1. Aplicarea metodologiei aprobate pentru atestarea aptitudinii de folosire în construcţii a noilor materiale să asigure realizarea unor lucrări de calitate ridicată, în condiţiile introducerii şi extinderii eficiente a soluţiilor de tehnică nouă.

2. Întărirea controlului intern al calităţii la fabricarea cimentului şi oţelului-beton, punerea la punct a unei metodologii adecvate şi rapide de verificare, care să garanteze, sub aspectul calităţii, fiecare lot de material livrat, precum şi introducerea prelucrării şi interpretării statistice a rezultatelor care să asigure stabilitatea procesului tehnologic şi menţinerea constantă în timp a caracteristicilor fizico-mecanice prescrise pentru aceste produse.

3. Acordarea unei atenţii sporite controlului calităţii la recepţia materialelor de construcţie cu care se aprovizionează şantierele, prin verificări mai frecvente (în special pe marile şantiere) a conformităţii caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor cu valorile prevăzute în prescripţiile tehnice, îndeosebi pentru ciment şi oţel-beton.

4. Organizarea unor reţele independente de fabrici de beton judeţene şi republicane, care să fie controlate şi atestate.

5. Organizarea unei reţele republicane de laboratoare oficiale pentru încercarea şi controlul materialelor de construcţie şi a lucrărilor, independente de organizaţiile de execuţie, care să fie autorizate să verifice calitatea lucrărilor, şi în special a betoanelor, la toate şantierele din raza lor de activitate, eliberînd certificate de calitate valabile pentru recepţia lucrărilor.

6. Introducerea şi generalizarea industrializării execuţiei betonului armat monolit prin:

— modularea dimensională în proiectarea construcţiilor din beton armat monolit;

— raţionalizarea cofrajelor şi generalizarea cofrajelor universale de inventar;

— folosirea unui proces tehnologic în care prepararea, transportul şi punerea în operă a betonului să se facă complet mecanizat cu utilajele corespunzătoare (fabrici automatizate, autoamestecătoare, pompe de beton mobile, vibratoare corespunzătoare etc.);

— extinderea şi generalizarea folosirii betoanelor aparente. În acest sens, conferinţa face apel la Ministerul Economiei Forestiere şi Materialelor de construcţii să analizeze posibilităţile de producere a placajului corespunzător pentru cofraje, precum şi a materialelor necesare confecţionării cofrajelor din poliesteri armaţi cu fibre de sticlă;

— folosirea armăturilor în plase sudate.

7. Dezvoltarea cercetărilor pentru perfecţionarea metodelor existente de încercare şi control al calităţii betoanelor şi materialelor componente, precum şi punerea la punct a unor noi metode de control, în ceea ce priveşte:

— verificarea caracteristicilor betonului proaspăt (conţinut de apă, granulozitate, segregabilitate, densitate, dozare componenţi, lucrabilitate), a condiţiilor de întărire (betonul de vîrstă fragedă) şi a corespondenţei caracteristicilor sale cu cele ale betonului întărit în anumite condiţii;

— aprecierea rapidă a caracteristicilor mecanice ale betonului întărit pe bază de încercări la vîrste reduse (1, 3 sau 7 zile);

— verificarea prin metode nedistructive cît mai precise şi rapide a rezistenţelor mecanice ale betonului întărit, precum şi efectuarea rapidă a defectoscopiei betonului *in situ* (compactitatea, defecte interne — goluri, fisuri, degradări prin îngheţ sau incendiu etc.), inclusiv integrarea acestor metode în prevederile curente (standardizate) de control al calităţii execuţiei.

8. Organizarea acţiunii de depistare, înregistrare, analizare, dezbatere, prelucrare sistematică a defectelor şi avariilor ce apar în construcţii, pe baza unei metodologii adecvate, inclusiv a urmăririi comportării în timp a construcţiilor, în vederea stabilirii celor mai eficiente soluţii de remediere şi în special a îmbunătăţirii soluţiilor (sub aspectul concepţiei, detaliilor constructive şi tehnologiei) pentru prevenirea în viitor a apariţiei defectelor şi avariilor, precum şi pentru perfecţionarea pregătirii şi educării inginerilor constructori, pe baza învăţămintelor trase din greşeli.

9. Conferinţa apreciază că revine comisiilor inginerilor şi tehnicienilor să mobilizeze toate cadrele tehnice, toate forţele creatoare care activează în construcţii la:

— aprofundarea şi însuşirea regulilor tehnice pentru confecţionarea şi punerea în lucrare a betoanelor, în toate fazele procesului tehnologic, respectarea strictă a prevederilor din prescripţiile tehnice existente, cu privire la tehnologia şi controlul calităţii betonului, care trebuie să constituie o preocupare de bază a inginerilor constructori de pe şantiere;

— punerea la punct şi însuşirea unei metodologii adecvate pentru stabilirea unui sistem raţional de toleranţe în construcţii (inclusiv controlul acestuia), bazat pe criterii tehnice şi economice, care să garanteze realizarea condiţiilor de siguranţă şi de etanşeitate a îmbinărilor şi rosturilor dintre elementele prefabricate;

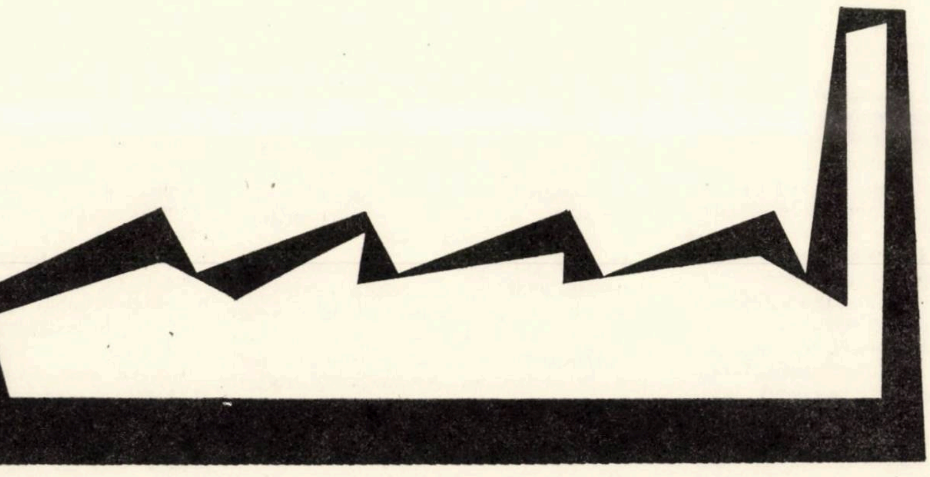
— intensificarea propagandei tehnice şi ştiinţifice în construcţii, inclusiv pe calea utilizării mai bune a publicaţiilor şi literaturii de specialitate existente

10. Conferinţa consideră necesar ca secţia de construcţii a C.N.T.T., prin comisia de beton armat şi prin celelalte comisii şi grupuri de lucru care pot contribui la aceasta, să-şi continue preocuparea pentru generalizarea experienţei înaintate, organizarea schimburilor de informaţii ştiinţifice şi tehnice.

Trebuie îmbunătăţit în acest sens sprijinul pe care secţia de construcţii este chemată să-l dea comisiilor judeţene ale inginerilor şi tehnicienilor în organizarea lectoratelor de specialitate, asigurarea prezenţei active a specialiştilor de cea mai înaltă reputaţie la aceste lectorate, pentru a contribui în acest fel la asigurarea perfecţionării profesionale continue a inginerilor şi tehnicienilor din construcţii.

11. Secţia de construcţii din C.N.I.T., în colaborare cu Ministerul Construcţiilor Industriale, alte organe de stat centrale şi locale interesate, instituţiile de învăţămînt superior de construcţii, trebuie să acorde o atenţie sporită acţiunii de perfecţionare a cadrelor tehnice de constructori în domeniul metodelor de calcul, al tehnicii şi tehnologiei betoanelor, al controlului calităţii lucrărilor.

12. Se propune ca cea de-a şasea conferinţă de betoane să aibă loc în anul 1973 şi să aibă ca temă probleme ale betonului precomprimat, ţinînd seama de faptul că în anul 1974 se organizează la New York al VII-lea Congres al Federaţiei Internaţionale a Precomprimării (F.I.P.).



RECENZII

**Ladislau Adler, Mircea Enescu
Emilian Baiculescu**

ARHITECTURA INDUSTRIEI CONTEMPORANE. PROBLEME ECONOMICE

București, Editura Tehnică, 1972 306 pag., 104 ilustr.

Problemele esențiale ale arhitecturii industriale, ale cărei studii îl constituie de fapt obiectul prezentei lucrări, sînt: a) consecințele revoluției științifice și tehnice în domeniul construcțiilor și ansamblurilor cu caracter productiv; b) importanța economică a sistematizării, arhitecturii și construirii de uzine moderne.

Autorii sînt specialiști care aduc acestei lucrări bogata lor experiență dobîndită în realizarea complexă a multor întreprinderi industriale și o îndelungată activitate didactică și științifică; mai mult, ei sînt autorii a numeroase lucrări publicate și apreciate atît în România, cît și în străinătate. În plus, rapoartele prezentate de autori în numeroase conferințe internaționale la București, Berlin, Budapesta, Detroit, Rio de Janeiro, Varșovia și Viena au suscitat interesul și comentariile favorabile ale specialiștilor.

Arhitectura, susțin autorii, fiind o artă creatoare de valori esențiale pentru societate, rezultă că aspectele ei sînt legate de funcționalitate, tehnică și economie, îmbrăcînd un caracter prioritar. În plus, arhitectura trebuie să aducă prinos frumuseții, prin puritatea structurii, prin expresia funcțiunii, prin laconismul limbajului său și nu trebuie să îngăduie decît ceea ce este conform cu sinceritatea tehnică și utilitatea ce se are în vedere.

Primele capitole ale cărții sînt dedicate teoriei și practicii contemporane legate de urbanistica industrială, de aspectele sociale și economice ale fenomenului de industrializare-urbanizare. Sînt stabilite criteriile funcționale, naturale și social-politice care determină implantarea obiectivelor productive în teritoriu în zone industriale, pe terenul de care dispunem; sînt indicate, de asemenea, căile de urmat și prin care se pot alege criteriile și factorii determinanți și metodele de optimizare a implantării.

Transformările programului social-economic duc la diversificarea construcțiilor și a ansamblurilor productive. Aplicarea cercetării științifice și introducerea tehnologiilor noi, necunoscute în trecut, influențează radical creația de arhitectură; de asemenea, în capitolele: tematici, programe și activități industriale noi, autorii au crezut de datoria lor să analizeze domeniul larg și dinamic al industriei moderne, soluțiile cele mai originale și principiile contemporane. Cerințele umanității, al căror nivel crește fără încetare, fac să apară mereu noi întreprinderi și noi construcții, ceea ce amplifică și diversifică în cel mai înalt grad sfera noțiunii de industrie.

Autorii lărgesc cu mult noțiunea de economicitate și formulează, în capitolele destinate investițiilor-construcții și concepția rațională a planului general al întreprinderii, soluțiile moderne tehnice și constructive, precum și tipurile cele mai raționale de construcții productive. Autorii trag concluzii foarte interesante din analiza construcțiilor flexibile, a căror destinație poate fi schimbată cu ușurință, ele avînd o mare suplețe în exploatare, deci un accentuat grad de universalitate, adică tendința de a echilibra discordanța între uzura morală și cea fizică a halelor de producție.

Pentru a asigura o comparație obiectivă a diferitelor versiuni ale proiectului și a ajunge astfel la cea mai bună decizie finală, autorii propun introducerea unui sistem de indicatori tehnico-economico-analitici caracterizînd calitatea soluțiilor aduse, prin proiectele industriale, problemelor de arhitectură, construcții și sistematizare.

Un capitol aparte este dedicat studierii la locul de muncă a condițiilor fiziologice și psihologice pe care arhitectul trebuie să le creeze în locul unde se desfășoară activitatea omului, mai ales în industrie. Amenajările social-sanitare necesare, satisfacerea anumitor cerințe de ordin estetic, de ambianță și de microclimat s-au dovedit deosebit de favorabile productivității muncii și umanizării industriei contemporane.

ARHITECTURA INDUSTRIEI CONTEMPORANE PROBLEME ECONOMICE
ARHITECTURA INDUSTRIEI CONTEMPORANE PROBLEME ECONOMICE
L. ADLER, M. ENESCU, E. BAICULESCU

Ultimul capitol, intitulat *Calculatoarele electronice și arhitectura*, consideră fenomenul pătrunderii computerelor, nu numai în producția materială, dar și în cea intelectuală și arată că, din această cauză, calculatoarele au devenit un auxiliar prețios, indispensabil, al arhitectului.

În concluzie, punînd în centrul preocupărilor sale problemele industriei actuale și viitoare, cartea încearcă să stabilească aportul posibil și necesar ce se așteaptă din partea „arhitectului industrial" la proiectarea și realizarea unor obiective industriale raționale, estetice și eficiente din punct de vedere economic. Din analiza pe care o fac asupra realizărilor pe plan mondial și asupra celor din țara noastră, trebuie spus că autorii au considerat, cu mult discernămînt, faptele care, după opinia lor, au efecte apreciabile și se înscriu în același timp în sfera de activitate a „arhitectului industrial" și a urbanistului, care sînt chemați să soluționeze relațiile create pe teritoriu și în orașe între funcția de locuire și cea de producție.

Lucrarea are un caracter de sinteză, în care autorii nu întocmesc un inventar al realizărilor presupuse cunoscute, ci, dimpotrivă, se străduiesc să stabilească — pornind de la interpretarea dată experienței cîștigate din aceste realități — un mod original de a pune și soluționa problemele actuale și, mai ales, pe cele ale viitorului.

Cartea este scrisă pentru arhitecți și ingineri constructori, economiști și cei care mînuiesc fonduri de investiții, pentru studenți și doctoranzi, cît și pentru toți cei interesați în problemele de studiu, concepție și realizare de investiții cu caracter industrial.

Fritz Bochmann

STATIK IM BAUWESEN

Statica construcţiilor

Berlin, VEB Verlag für Bauwesen, 1970—1972
3 vol. (I: ed. 7—a, 234 pag., 234 il.; II: ed. 6—a, 196 pag., 164 il; III: ed. 4—a, 316 pag., 279 fig.)

Titlurile celor trei volume sînt:

Vol. I: Sisteme statice simple (Einfache statische Sisteme).
Vol. II: Rezistenţa materialelor (Festigkeitslehre).
Vol III: Sisteme static nedeterminate plane (Statisch umbestimmte ebene Systeme).

Aşa cum se arată în prefaţă, lucrarea, în special în primele două volume, cuprinde materia predată în şcolile profesionale pentru categoria de tehnicieni care, în limba germană, se numesc ingineri şi corespunde aproximativ subinginerilor de la noi, spre deosebire de absolvenţii şcolilor superioare tehnice care, în limba germană, se numesc ingineri diplomaţi, echivalentul inginerului de la noi.

Din acest punct de vedere, este interesant de a compara conţinutul celor trei volume cu ceea ce se predă în secţiile noastre de subingineri constructori la disciplina numită mecanica construcţiilor.

În primul volum, trei capitole sînt dedicate noţiunilor de statică ale mecanicii teoretice (compuneri şi descompuneri de forţe concentrate, forţe plane, condiţii de echilibru); cinci capitole sînt rezervate reacţiunilor şi eforturilor grinzilor simple (grinda simplă rezemată, consola, grinzi cu articulaţii), cu rezolvări grafice şi analitice; capitolul al 9-lea este destinat grinzilor cu zăbrele, iar capitolele 10 şi 11, cadrelor static determinate simple şi arcelor cu trei articulaţii.

Urmează apoi, în mod neaşteptat, capitolul (12) rezervat grinzilor continue, cu ecuaţia celor trei momente şi metode de rezolvare Cross, care, evident, în raport cu capitolele anterioare, sînt prezentate numai ca metodologie de rezolvare, fără demonstraţii.

În aceeaşi situaţie se găseşte şi capitolul 13, cuprinzînd cadre simple static nedeterminate.

Capitolul 14 este destinat unor consideraţii de ordin practic cu privire la determinarea încărcărilor.

Volumul al doilea — *Rezistenţa materialelor* — cuprinde 12 capitole cu conţinutul devenit clasic al acestei discipline: eforturi unitare (tensiuni) şi deformaţii specifice, caracteristici geometrice ale secţiunilor transversale ale barelor, solicitări simple şi compuse (solicitare axială, încovoiere, forfecare, încovoiere cu forţă axială, sîmbure central, torsiune), tensiuni principale şi direcţii principale de tensiuni, flambaj pentru compresiune axială şi excentrică, pierderea stabilităţii grinzilor prin încovoiere, ultimul capitol — al 12-lea — fiind destinat ipotezelor (teoriilor) de rezistenţă.

Volumul al treilea — *Sisteme static nedeterminate plane* — are opt capitole. După introducere (capitolul 1), capitolele 2 şi 3 se referă la grinzi încastrate şi continue, capitolul 4 — la deformări elastice, capitolul 5 — la cadre static nedeterminate simple, capitolul 6 — la grinzi cu zăbrele static nedeterminate, capitolul 7 — la deformarea sistemelor static nedeterminate, şi capitolul 8 — la linii de influenţă pentru sisteme static determinate şi static nedeterminate.

Desigur, acest volum, deşi mai mare decît celelalte, are mai mult un caracter de introducere în studiul sistemelor static nedeterminate şi nu rezultă în mod clar dacă reprezintă un material obligatoriu în procesul de învăţămînt al şcolilor respective.

Materialul prezentat este, în general, uşor accesibil cititorilor, demonstraţiile avînd un pronunţat caracter intuitiv, exemplele de calcul fiind în număr satisfăcător şi bine alese, iar acolo unde este cazul demonstraţiile, sau mai bine zis justificările, sînt prezentate direct pe exemple.

În raport cu ceea ce se predă la secţiile noastre de subingineri constructori se poate afirma că, în linii generale, materialul din volumele recenzate are cam acelaşi conţinut cu cel din cursurile noastre.

În aceste volume, partea referitoare la rezistenţa materialelor are un conţinut ceva mai larg decît la secţiile noastre de subingineri, ceea ce poate fi apreciat ca o linie de orientare justă la capitolele de bază (flambaj, torsiune), dar ca o exagerare la excesul de construcţii grafice pentru momentele de inerţie.

În schimb, în ceea ce priveşte statica construcţiilor, în secţiile noastre de subingineri nivelul de predare şi volumul noţiunilor pentru sistemele static nedeterminate este superior celui din volumul 1 şi volumul 3 din lucrarea recenzată, în special pentru aceea că la noi nu se introduc metode de calcul fără a fi demonstrate.

În această privinţă trebuie să subliniez că în rezistenţa materialelor, chiar la şcolile tehnice superioare, se obişnuieşte ca la unele capitole, de exemplu la torsiunea barelor cu secţiune necirculară sau la concentrări la eforturi, să se introducă, pentru nevoi practice, şi formule fără demonstraţii, deoarece demonstraţiile respective presupun un nivel de cunoştinţe mai înalt de teoria elasticităţii, dar această metodologie nu este utilizată în statica construcţiilor, deoarece demonstraţia oricărei metode de rezolvare a sistemelor de bare static nedeterminate se bazează pe noţiuni simple de echilibru, studiate la începutul oricărui curs de calcul, şi pe noţiuni de deformaţii ale barelor simple, care se studiază la rezistenţa materialelor.

Din acest punct de vedere este greu de înţeles de ce autorul a introdus în vol. I capitolele 12 şi 13, referitoare la grinzi continue şi la cadre static nedeterminate simple, atîta timp cît anterior nu s-a studiat nici un element din deformaţia grinzilor. Chiar dacă se acceptă conţinutul acestor două capitole fără demonstraţii, locul lor ar fi fost mai potrivit după studiul deformaţiei grinzilor prin încovoiere, adică în vol. II.

Din punctul de vedere al conţinutului, ar mai fi de semnalat procedeul greoi de a introduce eforturile *N*, *Q*, *M* în secţiunea unei bare, deoarece nu se evidenţiază unul din principiile fundamentale (postulat) ale mecanicii teoretice, şi anume principiul „acţiunii şi reacţiunii" (vol. I, cap. 4). Tot de aici provine şi o schemă derutantă pentru eforturile în barele grinzilor cu zăbrele, reprezentîndu-se pe bare forţele care acţionează de fapt asupra nodurilor (fig. 9.17). Din păcate, şi în alte cărţi tehnice germane mai vechi îşi găseşte loc această confuzie.

Este, de asemenea, greu de înţeles dece, la rezolvările grafice, autorul nu introduce scările grafice clasice. Procedeul folosit de a se scrie pe figură scara mărimilor, de exemplu 1 cm ≙ 2 Mp, pentru forţe, nu poate fi corespunzător într-o carte tipărită, deoarece, în general, prin fotografiere, figurile din carte nu mai apar întotdeauna în mărimea naturală a desenelor originale şi, în consecinţă indicaţia scrisă a scării din desen îşi pierde valabilitatea. Astfel, de exemplu, la fig. 9. 24 b (vol. I) pe figură scrie scara forţelor: 1 cm ≙ 2Mp, dar în realitate, verificînd cifrele cu desenul, se constată că aceasta nu e adevărat.

În privinţa figurilor care reprezintă lungimile de flambaj ale barelor cu legături clasice la capete (vol. I), ar mai fi de semnalat desenele necorespunzătoare pentru forma deformată a barei în cazul încastrării la ambele capete şi în cazul încastrării la un capăt şi rezemării la celălalt. Nu credem că subtilităţile de înţelegere a lungimii de flambaj, care se determină pe poziţia deformată a barei, pot fi eliminate, în aceste cazuri, prin desenele din text, care, de fapt, ar presupune ruperea barei în dreptul punctelor din inflexiune, ceea ce este absurd.

Mi se pare, totuşi, că obiecţii de natura celor de mai sus ar fi trebuit să fie observate şi soluţionate la o lucrare care a ajuns la a 7-a ediţie şi care a trecut prin atîtea controale ştiinţifice.

Desigur, aceste observaţii nu au intenţia de a diminua meritele fundamentale ale lucrării *„Statik im Bauwesen"* care constituie un material de bază deosebit de preţios pentru o categorie atît de importantă de tehnicieni constructori din ţara respectivă şi, în acelaşi timp, un material orientativ de mare folos pentru stabilirea unei programe analitice judicioase la secţiile de subingineri constructori din ţara noastră.

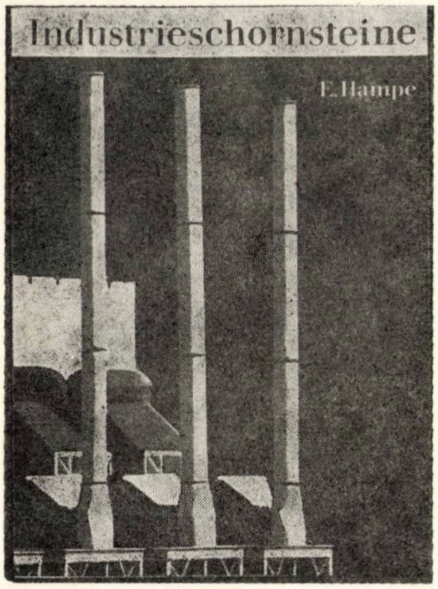
Prof. ing. **Panait Mazilu**
Şeful catedrei de Rezistenţa materialelor
Institutul de construcţii Bucureşti.

Erhard Hampe

INDUSTRIESCHORNSTEINE

Coşuri de fum industriale

Berlin, VEB Verlag für Bauwesen, 1972
183 pag., cca 200 fig.



Noua lucrare a prof. *E. Hampe* constituie o cuprinzătoare monografie în problemele de proiectare, execuţie şi utilizare a coşurilor de fum industriale, abordînd principalele aspecte funcţionale, constructive şi de intercondiţionare reciprocă între funcţional şi constructiv, ale acestor construcţii.

După un capitol introductiv în care se trec în revistă în mod sintetic tendinţele actuale şi de viitor pe plan mondial în proiectarea coşurilor de fum înalte, se trece, în capitolele următoare (2—6), la tratarea problemelor de natură funcţional-tehnologică ce intervin la stabilirea soluţiilor de principiu şi la alcătuirea de ansamblu a unui coş de fum :

— Cap. 2. Alcătuirea generală a coşurilor şi instalaţiilor aferente.

— Cap. 3. Scheme logice pentru dimensionarea coşurilor, cu şi fără instalaţii de activare a tirajului,.

— Cap. 4. Predimensionarea coşului pe criterii legate de tehnologia de funcţionare.

— Cap. 5. Idem, pe criterii legate de protecţia împotriva poluării atmosferei.

— Cap. 6. Dimensionarea şi verificarea coşurilor din punctul de vedere al tirajului şi măsuri anticorosive.

O dezvoltare deosebită s-a dat capitolului 5, în care problemele privitoare la condiţiile de protecţie sanitară sînt tratate pe larg, în concordanţă cu cerinţele moderne din ce în ce mai stringente în acest domeniu.

În grupul următor de capitole (7—11), se trece la problemele constructive, în următoarea ordine :

— Cap. 7. Alegerea sistemului constructiv şi a procedeului de execuţie.

— Cap. 8. Calculul static şi dinamic al elevaţiei coşului.

— Cap. 9. Calculul fundaţiei.

— Cap. 10. Indicaţii privind procedeele de execuţie a elevaţiei.

— Cap. 11. Idem pentru fundaţie.

Este de notat că în toate aceste capitole se tratează coşurile din diferite materiale : zidărie, beton armat monolit, clavouri prefabricate, metal. O dezvoltare mai mare, atît din punctul de vedere al alcătuirii, cît şi din cel al calculului, este totuşi dată coşurilor din beton armat monolit executate în cofraje glisante sau în cofraje căţărătoare.

Sînt expuse pe larg problemele referitoare la calculul la acţiunea forţelor orizontale (vînt, cutremur) şi la solicitările din acţiunea temperaturii interioare. Pentru dimensionare se utilizează metoda rezistenţelor admisibile.

Ar fi de remarcat, între multe aspecte interesante în legătură cu calculul de rezistenţă, faptul că determinarea eforturilor în corpul conic al coşului de fum nu mai este prezentată ca în tratatele clasice, separat în secţiuni orizontale şi în secţiuni verticale, sau separat pe tronsonul curent şi la baza coşului, ci întregul coş este considerat în ansamblul său ca o placă subţire radial simetrică, legată rigid la bază cu fundaţia, calculul eforturilor efectuîndu-se în mod consecvent, în toate secţiunile, pe acest model unitar.

În ultimul capitol (12) se prezintă un tablou comparativ al caracteristicilor principale geometrice şi constructive ale coşurilor de fum înalte executate în R. D. Germană şi în alte ţări. Lucrarea este încheiată cu o vastă bibliografie, de aproape 200 titluri.

Ceea ce atrage în mod special atenţia în cartea prof. *Hampe* este maniera contemporană în care este concepută şi redactată. Aproape întregul text este redus la scheme, tablouri sintetice comparative, prezentări concentrate şi bine sistematizate, uneori aproape telegrafice, cu eliminarea oricărui text superfluu.

Sub acest aspect, care de altfel apare şi în cărţile anterioare ale aceluiaşi autor, lucrarea reprezintă un model de carte tehnică modernă. Este neîndoios că aceasta va fi concepţia de redactare pe care se va axa din ce în ce mai mult pe viitor literatura tehnică, în condiţiile actuale în care aglomerarea crescîndă de informaţii nu mai permite în alt mod limitarea unui tratat la un volum rezonabil şi echilibrat.

De asemenea, demn de subliniat este accentul pe care autorul îl pune pe prezentarea comparată a soluţiilor şi pe optimizarea lor.

Cartea este de recomandat spre consultare inginerilor interesaţi în construcţia coşurilor de fum industriale şi totodată — să-mi fie permis să adaug — şi autorilor de cărţi tehnice în general.

Conf. dr. ing. **Radu Agent**

H. Rühle ş.a.

RÄUMLICHE DACHTRAGWERKE. KONSTRUKTION UND AUSFÜHRUNG

BAND 2. STAHL. PLASTE

Structuri spaţiale de acoperiş. Alcătuire şi execuţie. Vol. 2. Oţel, mase plastice

Berlin, VEB Verlag für Bauwesen, 1970,
176 pag., 181 fig., 43 tabele

După un prim volum în care erau tratate structurile spaţiale din beton, lemn şi materiale ceramice*, al doilea volum cuprinde structurile spaţiale din oţel şi din mase plastice.

Colectivul de autori este diferit, coordonatorul lucrării fiind tot dr. ing. H. Rühle, care este totodată şi autor, respectiv coautor la două secţiuni.

Concepţia volumului al doilea este identică cu a primului. Cele cinci secţiuni sînt intitulate :

1. Structuri pe cabluri (autori : dr. ing. G. Ackermann şi dipl. ing. L. Beckmann).
2. Reţele spaţiale metalice (autor : dr. ing. O. Patzelt).
3. Construcţii pneumatice şi construcţii în formă de cort (autor : dr. ing. H. Rühle şi dipl. ing. R. Schulz).
4. Structuri spaţiale din mase plastice (autor : dr. ing. H. Rühle).
5. Invelitorile structurilor spaţiale (autor : dr. ing. H.P. Mosch).

Subiectul este abordat sub multiplele aspecte care interesează pe constructor, de la concepţie pînă la încheierea construcţiei. Astfel, sînt examinate : modul de lucru, calităţile materialelor, forme şi dimensiuni, calcul, alcătuire de ansamblu şi detaliu, tehnologie de execuţie şi montaj etc. Cartea este bogat ilustrată cu fotografii şi desene.

Ca şi cu primul volum, d-rul Rühle, în calitate de coordonator şi de autor, împreună cu întreg colectivul de coautori, a reuşit să editeze o carte tratînd una dintre problemele actuale de construcţii, la nivelul cerinţelor actuale, fapt pentru care ne exprimăm satisfacţia şi admiraţia. Aceleaşi aprecieri deosebite pentru editură, care a publicat cartea în condiţii grafice excepţionale.

Prof. dr. doc. **Mircea V. Soare**

---

* Vezi revista Construcţii şi materiale de construcţie nr. 11/1970.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Recomandări pentru autori

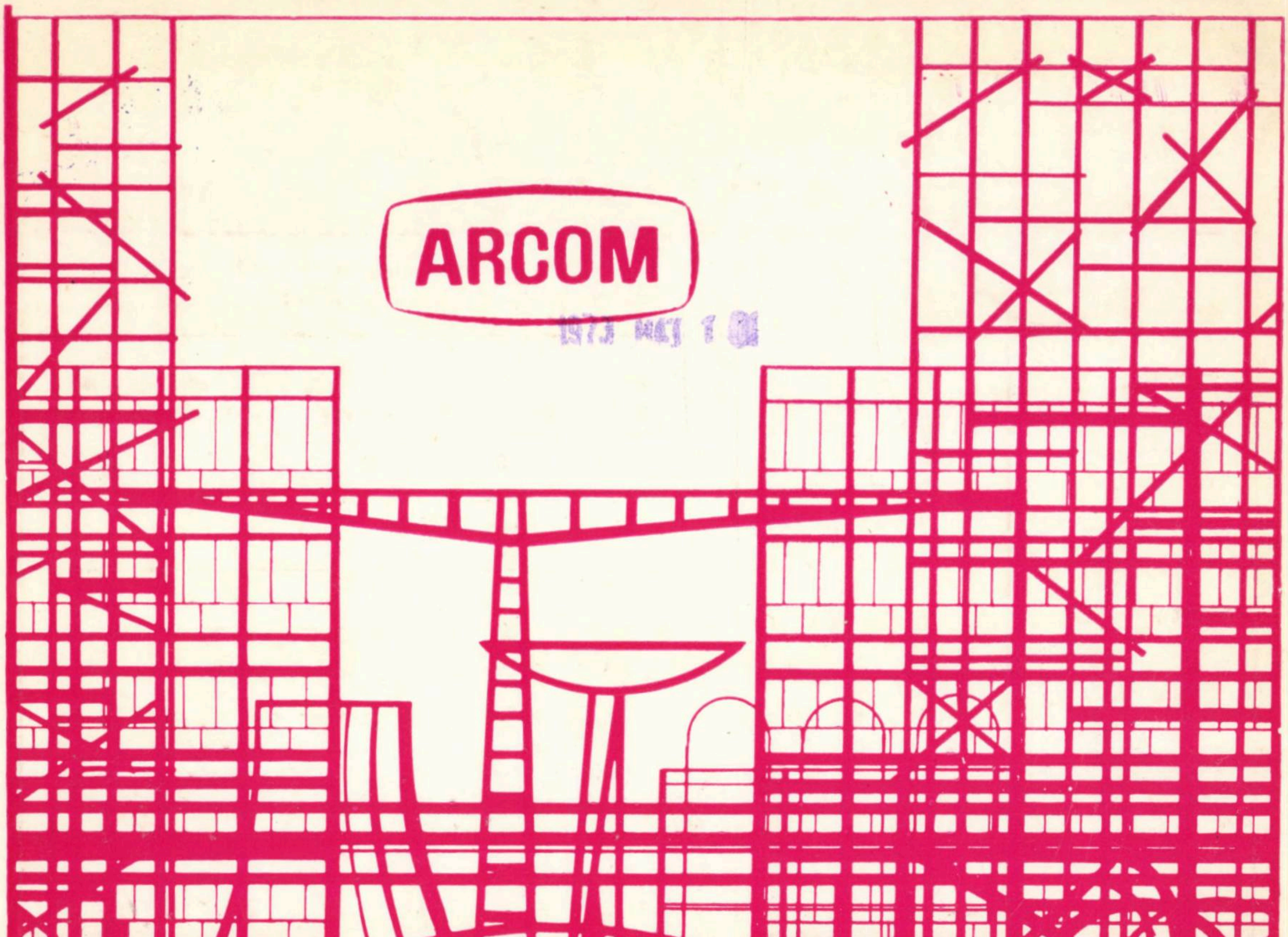
Inginerii constructori din cercetare, învățămînt, proiectare și execuție, care trimit articole spre publicare, sînt rugați insistent să țină seamă de următoarele:

TEXTUL	● nici un articol care reproduce lucrări sau părți esențiale ale unor lucrări ale autorului apărute anterior în țară nu va fi publicat în revistă; ● articolul va fi trimis în **două** exemplare dactilografiate la două rînduri (*nu se primesc materiale scrise pe foiță*); ● articolul nu va depăși **10—12** pagini;
ILUSTRAȚIA	● figurile care ilustrează articolul vor fi desenate pe calc, în tuș negru **nediluat**, pe format de 18 × 24 cm maximum, cu respectarea prevederilor STAS 6523—62 (§ 3.2); ● fotografiile care însoțesc, eventual, articolul vor fi pe hîrtie lucioasă (format 9×12 minimum) și vor avea definiție bună și contrast cît mai puternic; în cazul în care felul cum trebuie așezată fotografia nu reiese evident din subiectul fotografiat, se va indica marginea superioară printr-o săgeată, pe reversul fotografiei; ● explicațiile materialului ilustrativ se vor scrie separat de textul articolului, iar pe reversul fiecărei figuri sau fotografii se va indica numărul corespunzător trimiterii din text;
FORMULELE	● formulele care cuprind litere grecești sau alte simboluri, ce nu există pe claviatura mașinii de scris, vor fi scrise de mînă **foarte citeț**; ● indicii și exponenții vor fi plasați cu toată atenția ca atare, astfel încît să nu fie posibilă nici o confuzie;
BIBLIOGRAFIA	● bibliografia articolului va cuprinde: numele și prenumele (în această ordine) autorului lucrării consultate și titlul lucrării (în limba originală, dacă lucrarea nu a fost tradusă în l. română); apoi — dacă este vorba de o carte: localitatea unde s-a publicat, editura, anul apariției; dacă este vorba de o revistă: titlul revistei (în original), țara unde apare, numărul și anul apariției;
REZUMATUL	● pe o foaie separată se va prezenta un rezumat de maximum 10 rînduri al articolului, acest rezumat urmînd a fi tradus de redacție în limbile engleză, franceză, germană și rusă;
AUTORUL	● articolul va fi iscălit cu prenumele întreg (nu cu inițiale) și numele autorului sau autorilor, sub care se va nota locul de muncă; ● pe copia articolului, la sfîrșit, se vor nota clar adresa și numărul de telefon unde redacția poate lua contact cu autorul.

Programarea articolelor acceptate spre publicare va fi făcută în funcție de spațiul disponibil pentru materia de specialitate respectivă și ținîndu-se seama de data primirii la redacție a formei finale a articolului.

Manuscrisele neacceptate spre publicare nu se restituie autorilor.

1883



ARCOM
ENGINEERING
surveys • design • assistance
industrial and civil work
• erection mechanical and
electrical installations

1973 MAJ 1 01

ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCȚII-MONTAJ
ROMANIAN CONSTRUCTION AND ERECTION COMPANY

91—93, Calea Victoriei, Sector 1, Bucharest, ROMANIA
Telephone: 14.98.33 Telex: 490
Telegrams: ARCOM Bucharest

Taxele poștale plătite în numerar pentru anul 1973, conform aprobării D.P.D.P. nr. 137/1538/1972

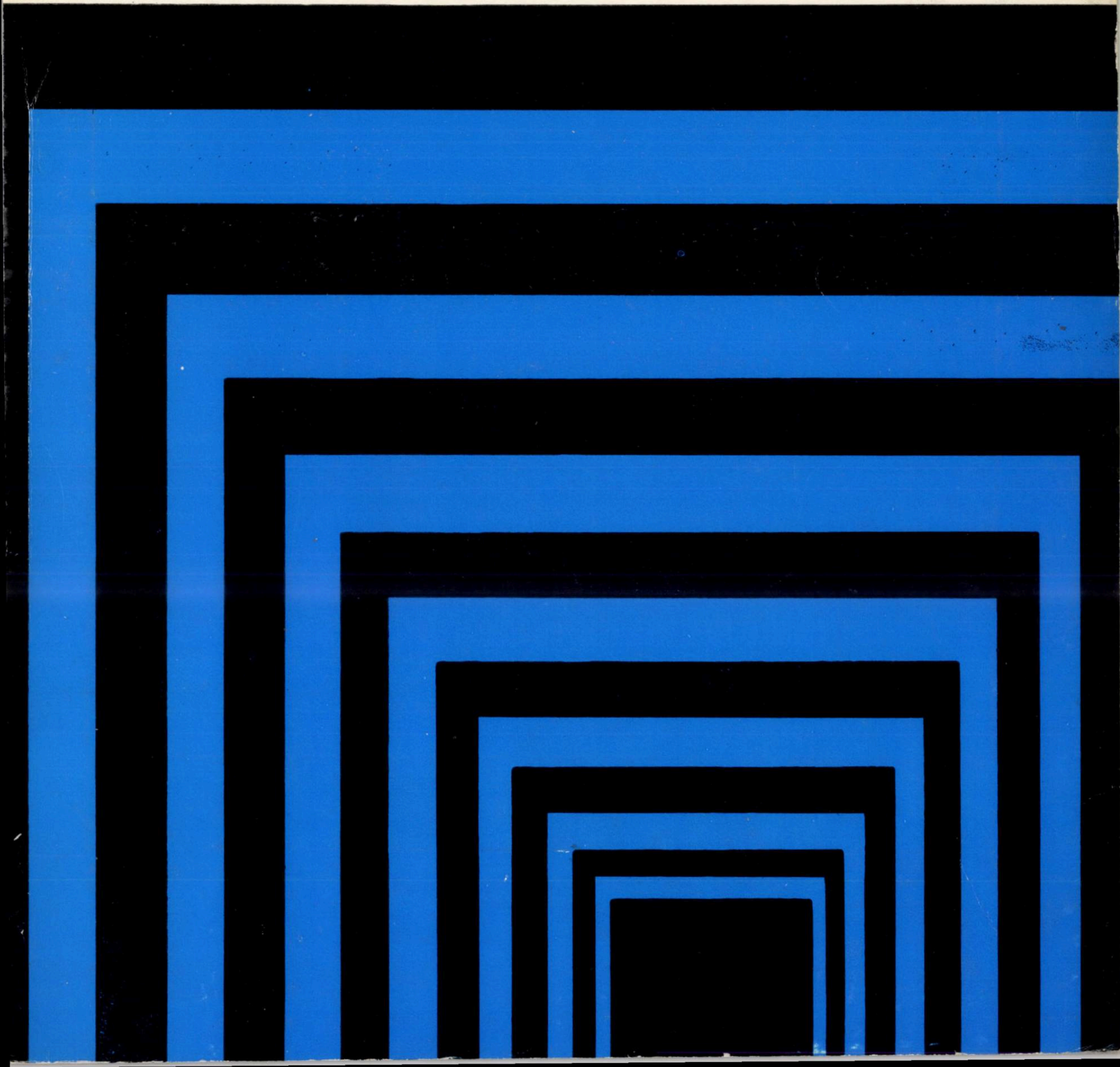
E1688

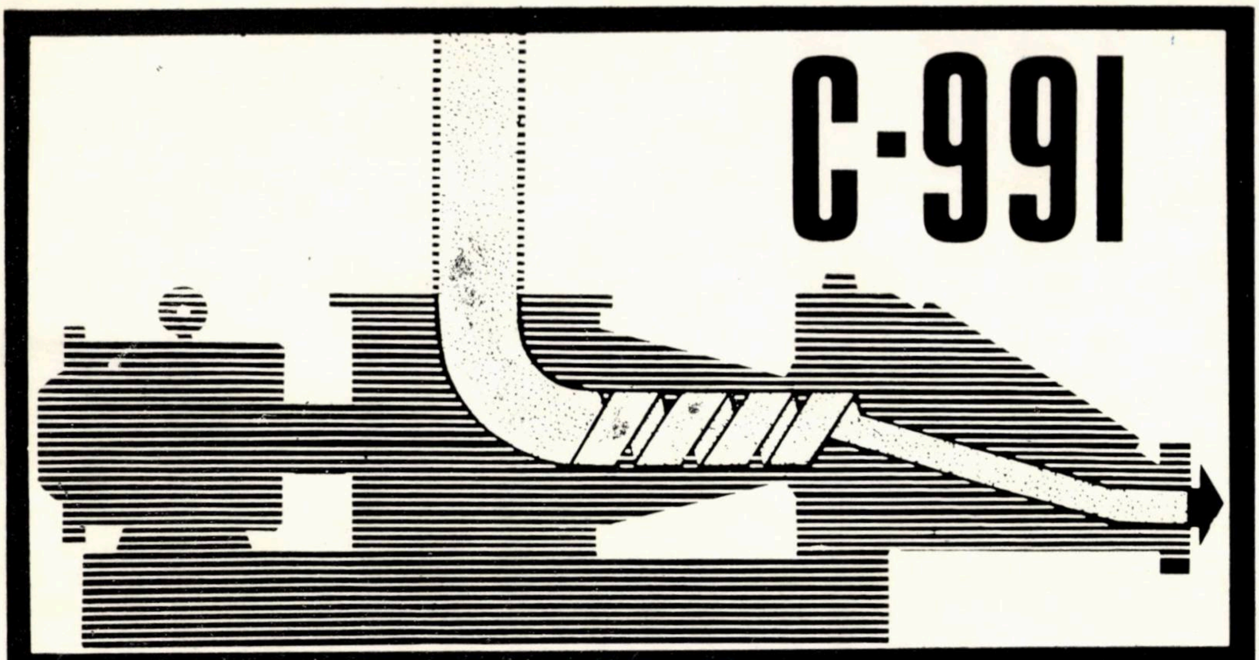
R

CONSTRUCȚII

PETERALVA

2 □ 1973





POMPA PNEUMATICĂ CU ŞURUB S-991

- transportă cimentul prin orice fel de ţevărie, cu un debit de 36 m^3/h
- îşi găseşte o perfectă utilizare atît în fabricile de ciment, cît şi în centralele de beton fluid sau de prefabricate din beton armat
- asigură livrarea betonului pe distanţe de pînă la 200 m pe orizontală şi 30 m pe verticală
- demn de reţinut este puţinul loc pe care îl ocupă, ceea ce permite utilizarea ei şi în spatii foarte restrînse.

MACHINOEXPORT
SSSR·MOSKVA

PUBLICOM

CONSTRUCȚII

Nr. 2/1973
ANUL XXV

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

CUPRINS

Ing. Ioan BORȘ, ing. Georgel VELCU
Procedeu de prefabricare cu elemente spațiale de beton armat 1 R

Prof. ing. Răducanu CIOROIU, asist. ing. Florin DOBRESCU, ing. Marcel STOICA
O metodă matematică de măsurare a calității execuției lucrărilor de construcții 17 c

Ing. Emanuel CAPPON, ing. Mihai SUCIU
Reducerea consumurilor de materiale și manoperă la locuințele proiectate în municipiul București. Realizări ale Institutului „Proiect București" 25 e

Conf. ing. Radu AGENT
Calculul simplificat al deformațiilor de încovoiere ale grinzilor din beton armat 29 c

Ing. Natalia CONSTANTINESCU
Aspecte ale securității grinzilor din beton precomprimat de mare serie pentru acoperișuri de hale industriale în lumina rezultatelor experimentale 32 e

Ing. Ștefan MINDRU, ing. Ion IONEL
Unele aspecte privind proiectarea instalațiilor sanitare și a utilajelor de bucătărie și spălătorie la hotelul „Intercontinental București" 39 c

CRONICĂ

Ing. Achile PETRESCU
A VI-a Conferință de instalații (Sinaia, oct. 1972) 45

Ing. Mircea LUPAN
Simpozioanele F.I.P. de la Tbilisi (sept. 1972) 47
Congresul al VII-lea F.I.P. 48
Congresul al VI-lea C.I.B. 49

RECENZII

DOCUMENTARE

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACȚIE:

Ing. EM. BAICULESCU
director I.P.I.M.C.

Acad. prof. ing. ȘT. BĂLAN
președinte, secția construcții C.N.I.T.

Acad. prof. ing. A. BELEȘ
Institutul de construcții București

Ing. T. BIGAN
șef sector, Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. CĂLIN DAN
T.L.S. București

Prof. ing. R. CIOROIU
Institutul de construcții București

Ing. C. DIACONU
consilier I.S.P.E.

Prof. dr. D. F. DUMITRESCU
Institutul de construcții București

Ing. V. DUMITRESCU
director tehnic, T.M.B.

Ing. D. ELIADE
șef sector tehnic, Ministerul Construcțiilor Industriale

Dr. ing. I. FĂCĂOARU
șef secție, INCERC

Prof. dr. V. FOCȘA
Institutul politehnic Iași

Ing. D. GHIȚESCU
șef secție, INCERC

Ing. MIRCEA IATAN
director cu pregătirea lucrărilor, T.I.I.Ch.B.

Ing. PANAIT IONESCU
director producție. T.M.U.Ch.B.

Ing. N. LASZLO
director tehnic. ISART

Prof. ing. D. MATEESCU
Institutul politehnic Timișoara

Ing. HERCULE MĂNESCU
director, C.O.C.C.

Prof. ing. M. MIHAILESCU
Institutul politehnic Cluj

Ing. I. NEAGU
director, „Proiect Brașov"

Ing. R. NEGRU
consilier al președintelui C.N.S.T.

Ing. D. NICULESCU
ing. șef, IPROSIN

Ing. T. PATELLI
director general, T.C.I. Iași

Ing. M. POPOVICI
director general, T.C.I. Cluj

Ing. M. RAMBA
director, C.S.E.A.L.

Ing. ȘT. RĂDVAN
director general adj. I.C.M.S. Galați

Ing. M. SIMNICEANU
director, Ministerul Construcțiilor Industriale

Prof. ing. I. STĂNCULESCU
Institutul de construcții București

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU
ing. șef Laborator central M.C. Ind.

Ing. A. STĂNESCU
Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. A. TACORIAN
director general, ARCOM

Ing. I. TORINGHIBEL
director, I.C.H. Constanța

Ing. I. VASILESCU
director general, C.I.P.B. (M.E.F.M.C.)

Ing. M. VERNESCU
ing. șef. I.P.C.M. București

Ing. P. VERNESCU
director. I.P.C.

REDACTOR RESPONSABIL:

Ing. M. LUPAN
director adjunct științific. INCERC

EDITOR:

CENTRUL DE DOCUMENTARE
PENTRU CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ
ȘI SISTEMATIZARE

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

București, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuța poștală nr. 2980. Of. poștal 22, Telefon: 16 49 14

ȘEFUL REDACȚIEI: *Alexandru Țînțăreanu*

REDACTORUL EDIȚIEI: *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACȚIE: *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I. P. Informația — str. Brezoianu nr. 23 — București

ABSTRACTS

I. BORŞ, G. VELCU : Construction system with spatial prefab reinforced concrete elements

The article deals with a construction system with spatial prefab reinforced concrete elements developed by the Braşov ,,Enterprise of Industrial Construction and Erection" and tested on a series of important works.

The system uses two types of spatial elements: with 4–5 cm ribbed thin walls and with 7–14 cm smooth-faced walls; the spatial elements are open, being made of two walls and two floors.

The facilities and processing technologies of execution and finishing of the spatial elements are analyzed; the new method of pouring the thin-walled elements on a rotating casing is worth mentioning.

Some aspects concerning the design of constructions made of spatial elements are also pesented, as well as the experimental researches carried out on them.

R. CIOROIU, FL. DOBRESCU, M. STOICA : A Mathematical method of measuring the quality of work in the building industry

The authors have developed a mathematical method of determining the general quality of work in the building industry by application of the utility theory.

The article fills up a gap in this field, since such a mathematical instrument was lacking for the global assessment of quality in building work, an instrument permitting to avoid the approximation of the appreciation by qualificative marks, and to reflect the quality by the sum of its components.

The method proposed is original and it is intended to bring, in constructions also, the modern thinking method of analysis of phenomena on mathematical bases, followed by their global synthesis.

R. AGENT : A simplified calculation of reinforced concrete girders deformation through bending.

The author proposes a simplified method of calculation of deformations of reinforced concrete girders subjected to bending which offers also the advantage of making it easier to observe the influence of the various parametres on their stiffness.

N. CONSTANTINESCU : Safety conditions of factory-made prestressed concrete girders for industrial building roofs emphasized on the basis of test results

A review of 9 tests during 1968–1972 on 18-m span precast prestressed girders with pretensioned 1/2" strands allows to emphasize the impact of desing conception and quality of workmanship on the safety of the elements under service conditions.

The girders satisfy the safety requirements to rupture if a too high zone of concrete compression zone is avoided by design.

The safety to cracking is however inadequate mostly because of poor inspection in the factory and, as a result, failure to fulfil the required prestressing force.

ST. MINDRU, I. IONEL : Some aspects concerning the design of the sanitary installations and kitchen and laundry facilities at the Bucharest ,,Intercontinental" Hotel

The article presents the solutions of principle adopted, together with some details of essential elements.

Particular stress is being laid on some new elements of sanitary engineering, such as:

— automation based on flow pumping stations running for drinking and quenching water;

— hydraulic accumulators use to take over the impact waves from the installation;

— using of washing equipment in continuous flow in the mechanical laundry;

— kitchens outfit with modulated equipments and up-to-date, sophisticated and high-efficiency implements.

RÉSUMÉS

I. BORŞ, G. VELCU : Procédé de préfabrication basé sur modules en béton armé

On présente un procédé basé sur des modules (éléments spatiaux préfabriqués) en béton armé, élaboré et testé par un important nombre de travaux exécutés par l'Entreprise de constructions industrielles et montage de Braşov.

Le procédé emploie deux types de modules: un, aux parois minces nervurées de 4–5 cm d'épaisseur et un autre, aux parois lisses de 7–14 cm d'épaisseur; les modules sont ouverts, étant constitués de deux parois et deux planchers.

Les installations et les technologies de préfabrication et finissage des modules dans les ateliers spécialisés sont présentées et analysés; digne d'attention est le caractère de nouveauté du coulage des éléments à parois minces dans une installation rotative.

R. CIOROIU, FL. DOBRESCU, M. STOICA : Une méthode mathématique pour mesurer la qualité de l'execution des travaux de construction

Lea auteurs présentent une méthode mathématique pour déterminer la qualité d'ensemble de l'exécution des travaux de construction en employant la théorie de l'utilité.

L'article vient combler un vide dans ce domaine, dépourvu jusqu'à présent d'une méthode mathématique qui fasse possible le calcul de la qualité globale de l'exécution des constructions, méthode capable d'écarter l'approximation de l'estimation par qualificatifs et de refléter la qualité par la somme de ses composantes.

La méthode proposée est originale et est destinée à introduire aussi dans la construction la pensée moderne d'analyse des phénomènes sur bases mathématiques, suivie par leur synthèse globale.

R. AGENT : Le calcul simplifié des déformations de flexion des poutres en béton armé.

L'auteur propose une forme simplifieé de calcul pour les flèches des poutres en béton armé soumises à la flexion et qui, en plus, permet de suivre plus facilement l'influence de diverses paramètres sur la rigidité.

N. CONSTANTINESCU : La sécurité des poutres préfabriquées en béton précontraint pour toitures industrielles à la lumière des resultats des essais sous charge

On analyse les résultats des essais effectués pendant les années 1968–1972 sur 9 poutres préfabriquées de 18 m de portée, précontraintes par torons adhérents de 12 mm de diamètre, pour pouvoir mettre en évidence les effets de la conception de leurs projets et de la qualité de leur éxecution sur la sécurité sous charges de service des éléments.

Le critérium de sécurité dans l'état limite de résistance est généralement satisfait si la hauteur de la zone comprimée prévue par le projet n'est pas exagérée.

On fait mention des conditions de sécurité à la fissuration qui n'ont pas été satisfaites, en particulier à la suite de la non-réalisation systématique, dans l'exécution, de la force de precontrainte prévue par le projet.

ST. MÎNDRU, I. IONEL : Installations sanitaires et appareillage de cuisine et blanchisserie à l'Hotel ,,Intercontinental" de Bucarest. Quelques aspects concernant leur conception

L'article contient les solutions de principe adoptées dans le cadre du projet de ces installations, accompagnées de l'analyse détaillée des éléments essentiels.

On insiste spécialement sur les éléments nouveaux de technique sanitaire:

— automation sur base de débit de fonctionnement des stations de pompage pour eau potable et pour la lutte contre l'incendie;

— emploi d'accumulateurs hydrauliques pour l'absorbtion des ondes de choc se produisant dans l'installation;

— utilisation dans la blanchisserie mécanique de l'équipement de lavage en flux continu;

— dotation des cuisines avec des outillages modulés et équipement moderne de grand rendement et finesse.

ZUSAMMENFASSUNGEN

I. BORŞ, G. VELCU : Vorfertigungsverfahren mit räumlichen Stahlbetonbauteilen

Im Beitrag wird ein Bauverfahren mit räumlichen Stahlbeton-Fertigbauteilen besprochen, welches bei der Ausführung einer grossen Anzahl von Bauarbeiten im Rahmen des Industriebau- und Montageunternehmens in Braşov ausgearbeitet und versucht wurde.

Im Rahmen des Verfahrens werden zwei Typen von räumlichen Bauteilen angewandt : mit gerippten Dünnwänden, 4–5 Stärke und mit Wänden mit ebenen Flächen, 7–14 cm Stärke ; die räumlichen Teile sind offen, wobei diese aus zwei Wänden und zwei Decken bestehen.

Es werden auch die Installationen und Ausführungs-und Endbearbeitungstechnologien der räumlichen Bauteile besprochen, welche in spezialisierten Werkstätten ausgeführt werden : es wird die neue Giessart der Bauteile mit Dünnwanden in einer rotierenden Einrichtung hervorgehoben.

Desgleichen werden im Beitrag Fragen des Entwurfes von aus derartigen räumlichen Bauteilen ausgeführten Bauten besprochen, als auch die experimentellen Versuche welche auf diesen Bauteilen durchegefürt wurden.

R. CIOROIU, FL. DOBRESCU, M. STOICA : Eine mathematische Methode zur Bestimmung der Qualität de Ausführung von Bauarbeiten

Die Verfasser weisen im Artikel auf eine mathematische Methode zur Bestimmung der globalen Qualität der Ausführung von Bauarbeiten, unter Anwendung der Nutzbarkeitstheorie, hin.

Vorliegender Beitrag füllt eine Lücke auf diesem Gebiet aus, da es bisher keine mathematische Methode zur Berechnung der Globalqualität der Bauausführung gibt, welche den Näherungscharakter der Schätzung durch Noten beseitigen und die Qualität durch die Summe der Komponenten wiedergeben vermag.

Die vorgeschlagene Methode ist originell, wobei deren Rolle in der Einführung auch in das Gebeit des Bauwesens des zeitmässigen Denkens der Analyse auf mathematische Grundlagen, gefolgt von deren globalen Synthese, besteht.

R. AGENT : Die vereinfachte Berechnung der Biegeverformungen der Stahlbetonträger

Im Beitrag wird eine vereinfachte Form der Berechnung der Durchbiegung der auf Biegung beanspruchten Stahlbetonträger besprochen, wobei diese auch den Vorteil aufweist, dass der Einfluss der verschiedenen Parameter auf die Steifigkeit besser verfolgt werden kann.

N. CONSTANTINESCU : Fragen der Sicherheit von Grosserien-Spannbetonträger für die Decken der Industriehallen im Lichte der Versuchsergebnisse

Es werden die Ergebnisse der zwischen den Jahren 1968–1972 durchgeführten Versuche auf 9 Spannbetonträger mit einer Öffnungsweite von 18 m, mit zweiseitiger Rückseite, mit vorgespannten TBP-12-Litzen bewehrt, besprochen, um die Art hervorzuheben, in welcher die Entwurfskonzeption und die Ausführungsqualität sich auf die Betriebssicherheit auswirkt.

Die Sicherheitskriterien im Festigkeits-Grenzzustand werden im allgemeinen eingehalten, falls durcg den Entwurf die Höhe der zusammengedrückten Bereiche nicht übermässig erweitert wird.

Die Riss-Sicherheit ist noch nicht zufriedenstellen, insbesondere wegen der systematischen Nichterfullung gelegentlich der Ausführung der im Entwurf vorgesehenen Vorspannungskraft.

ST. MINDRU, I. IONEL : Einige Frage im Zusammenhang mit dem Entwurf der Sanitäranlagen und der Küchen- und Wascherei-Einrichtung des Hotels ,,INTERCONTINENTAL –BUCUREŞTI''

Im Beitrag werden die im Rahmen des Entwurfes angenommenen Prinziplösungen, unter Angabe von einigen wesentlichen Einzelheiten, aufgezeigt.

Es werden insbesondere bestimmte neue Einzelheiten der Sanitärtechnik besprochen, wie :

— der automatische Betrieb auf Grund des Durchflusses der Pumpenstationen für Trink und Feuerlöschwasser ;

— die Verwendung der Hydraulickspeicher für die Aufnahme der Stosswellen welche in der Anlage auftreten, u.c.w.

СОДЕРЖАНИЕ

И. БОРШ, Г. ВЕЛКУ: Способ сборки с применением пространственных — железобетонных конструкций

Статья описывает строительный способ с применением сборных железобетонных пространственных конструкций, способ разработанный и испытаниый при исполнении значительного ряда работ Предприятием промышленного строительства и монтажа Брашов.

Способ применяет два типа пространственных конструкций: элементы с тонкими ребристыми стенами толщиною в 4—5 см и элементы со стенами с полскими поверхностями, толщиною в 7—14 см; пространственные конструкции открытые, они состоят из двух стен и двух перекрытий.

Рассматриваются установки и технология выполнения и отделки пространственных конструкций в специальных мастерских; выявлен характер новшества укладки тонкостенных строительных конструкций во вращающейся установки.

Статья представляет также аспекты в связи с проектированием некоторых сооружений из пространственных конструкций, а также в связи с их экспериментальными исследованиями.

Р. ЧЁРОЮ, ФЛ. ДОБРЕСКУ, М. СТОЙКА: Математический метод измерения качествеа выполнения строительных работ

Авторы задались целью представить в статье математический метод определения в целом качества выполнения строительных работ, применив теорию полезности.

Статья пополняет недостаток в этой области, так как до сего времени не существует математического метода для расчета суммарного качества исполнения строительства, способного устранить приближенность в оценке степени качества, отразив в то же время его суммой составляющих.

Предложенный метод абсолютно оригинальный и имеет роль внедрить и в строительство современную концепцию анализа явлений на математических основах с последующим их суммарным синтезом.

Р. АДЖЕНТ: Упрощенный расчет деформаций на изгиб железобетонных балок

В рамках статьи предлагается упрощенный вид расчета прогибов железобетонных балок, работающих на изгиб, разрешающий получить преимущество более легче следить за влиянием разных параметров на жесткость.

Н. КОНСТАНТИНЕСКУ: Аспекты безопасности серийных балок из преднапряженого бетона для покрытий промышленных цехов

Рассматриваются результаты испытаний, произведенных в 1968—1972 гг. на девяти 18-ти метровых сборных преднапряженных бетонных балок, с наружней стороной с двумя наклонами, армированные натянутыми кабелями типа ТБП 12. Анализ приследует выявление того, как концепция проектирования и качество выполнения отражаються на безопасности элементов в эксплуатации.

Критерии безопасности при лимитном сопротивлении обеспечены, как правило, тогда когда при проектировании не расширяется слишком много высота сжатой зоны.

ШТ. МЫНДРУ, И. ИОНЕЛ: Некоторые аспекты в связи с проектированием санитарных установок, кухонного и прачечного оборудования в гостинице ,,Интерконтиненталь'' Бухарест

В статье показаны принципиальные решения принятые в рамках проекта, с детальным описанием некоторых основных элементов.

Обращается особое внимание на новые элементы санитарной техники, а именно:

— автоматизация на основании дебита работы насосных станций для питьевой и пожарной воды;

— применение гидравлических аккумуляторов для восприятия ударных волн в установки;

— применение прачечного поточного оборудования в механических прачечных.

Ing. **IOAN BORŞ** şi ing. **GEORGEL VELCU**
I.C.I.M.—BRAŞOV

CZ 666.982.2:69.022.324

PROCEDEU DE PREFABRICARE CU ELEMENTE SPAŢIALE DE BETON ARMAT*

1. PREZENTARE GENERALĂ

Executarea construcţiilor, conform acestui procedeu, constă din asamblarea prin alăturare şi suprapunere a unor elemente spaţiale prefabricate şi efectuarea îmbinărilor de monolitizare dintre acestea.

Elementele spaţiale sînt constituite din doi pereţi şi două planşee ce alcătuiesc un contur închis. Ele sînt de două tipuri : cu pereţi subţiri nervuraţi, de 4—5 cm grosime, denumite ES (fig. 1) şi cu pereţi avînd feţe plane, de 7—14 cm grosime, denumite ESC (fig. 3). Pentru fiecare tip s-au creat serii de elemente spaţiale, diferenţiate prin dimensiuni geometrice. La proiectare s-a urmărit ca aceeaşi tipodimensiune de element spaţial să poată fi folosită la o gamă variată de construcţii : locuinţe, cămine pentru tineret, hoteluri, construcţii administrative etc. De asemenea, s-a urmărit ca execuţia unei construcţii să se facă cu un număr minim de tipodimensiuni. Stabilirea dimensiunilor geometrice şi a grosimii pereţilor s-a făcut în aşa fel încît să se obţină elemente relativ uşoare — 4,0...8,0 tone — care să ducă şi la reducerea greutăţii construcţiilor.

Procedeul foloseşte la realizarea construcţiilor şi altor elemente prefabricate ca : panouri mari interioare, panouri mari exterioare, elemente de scară, pereţi uşori de compartimentare, elemente de cornişă etc.

Elementele spaţiale sînt dimensionate pentru a putea fi folosite la construcţii cu P + 4 E şi în zone seismice de grad maxim 7. S-a studiat, de asemenea, folosirea lor şi la construcţii mai înalte (fig. 11).

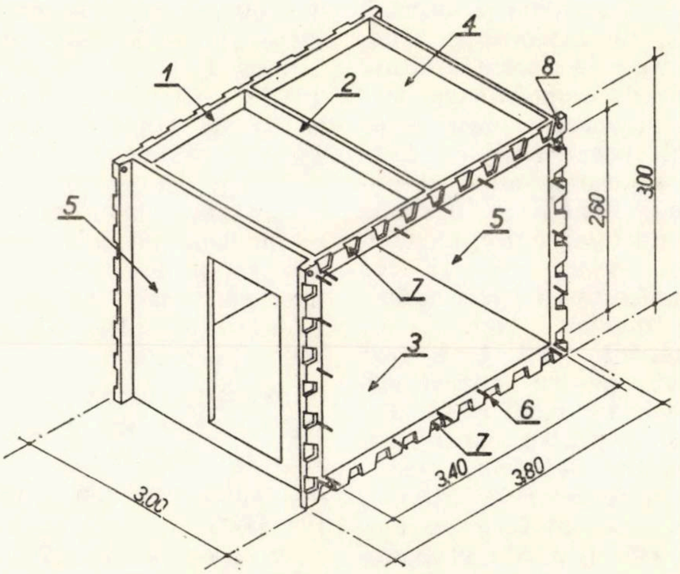


Fig. 1 — Element spaţial ES 4
(Vezi explicaţiile la fig. 3)

---

* **Conducerea proiectării şi execuţiei** : Ing. Emil Moldovan, director I.C.I.M. Braşov

Colectiv de proiectare : Ing. I. Borş, Ing. G. Velcu, Ing. E. Liess, Ing. Fr. Zikeli, Ing. Aldea Vasile, Ing. G. Felea, I. Turoczi, M. Vlădescu. A. Neofitos.

Executarea instalaţiilor de turnare şi a elementelor prefabricate : Secţia de producţie industrială, director ing. A. Bădiţoiu ; şef atelier prefabricate, Ştefan Popa.

Execuţia construcţiilor : Şantier 6, şef şantier ing. I. Borza, şef lot, I. Cîndea.

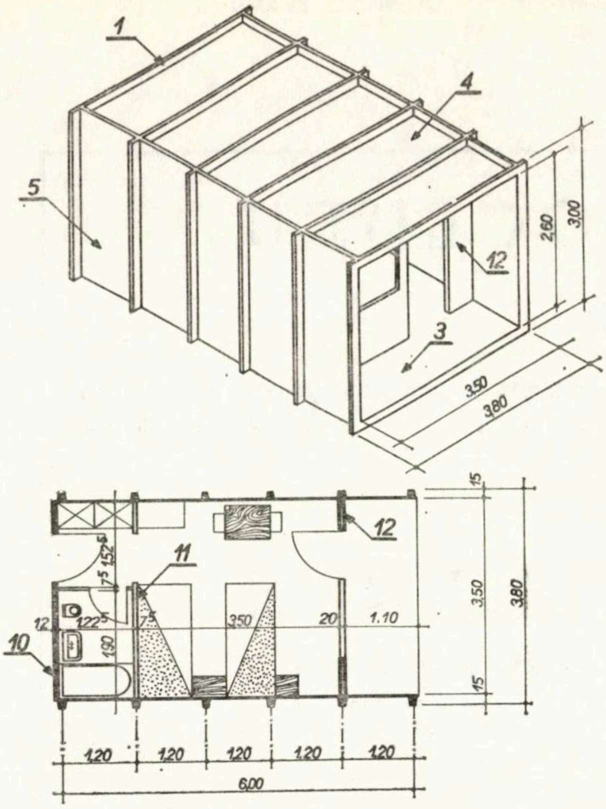


Fig. 2 – Element spațial ES 5
(Vezi explicațiile la fig. 3)

Prin montarea alăturată a elementelor spațiale pot fi create spații mari ce asigură o mare libertate în organizarea funcțiunilor, compartimentările executîndu-se cu pereți neportanți, și sînt posibile adaptări simple la funcțiuni noi prin recompartimentarea spațiilor.

Din modul de asamblare a elementelor spațiale în construcție rezultă dublarea planșeelor intermediare și a unor pereți interiori. Prin aceasta se rezolvă izolația fonică între niveluri și între funcțiunile diferite ale încăperilor de pe același nivel. Spațiile dintre planșee folosesc la amplasarea conductorilor electrici, iar cele dintre pereți la amplasarea mascată a coloanelor de instalații.

Procedeul asigură livrarea la montaj a elementelor spațiale cu pereții de compartimentare montați și cu un important volum de lucrări de instalații și finisaje executate în atelier.

2. ELEMENTELE SPAȚIALE

În tabela 1 sînt prezentate elementele spațiale cu principalele lor caracteristici și indici tehnico-economici. Proiectarea lor s-a făcut cu considerarea a două etape distincte : etapa de fabricație-execuție, cînd sînt solicitate de încărcările ce apar la manipulare, transport și montaj, și etapa de exploatare, cînd, asamblate prin intermediul îmbinărilor de monolitizare, realizează structurile de rezistență ale construcțiilor. Pentru asigurarea unor rigidități corespunzătoare în etapa de fabricație-execuție, elementele cu pereți subțiri ES sînt prevăzute cu cadre transversale închise (fig. 1—2).

Elementul ES 1 a fost proiectat pentru construcții provizorii, iar elementele ES 2 — ES 5 pentru construcții cu caracter definitiv. Realizarea coridoarelor la cămine, hoteluri etc. se face cu elementul ESC (fig. 3) ; el poate fi folosit, de asemenea, și pentru băi la construcții de garsoniere. Elementul ES 5 (fig. 2), de dimensiuni mai mari (nerealizat încă), permite echiparea cu instalații și finisarea completă a încăperilor în atelier.

Armarea elementelor se face cu carcase plane din oțel PC 52 și plase sudate din STM, ce alcătuiesc carcase spațiale (fig. 4). Betonul de marcă B 300 are următoarea compoziție (la m^3) : ciment RIM 200 sau PZ 500 : 350 kg ; apă : 133 l ; nisip 0—3 mm : 553 kg ; nisip de rîu 3—7 mm : 450 kg și pietriș de rîu 7—15 mm : 802 kg. În scopul realizării îmbinărilor în construcție, elementele spațiale sînt prevăzute, pe suprafețele de contact cu monolitizările, cu amprente (cavități) și mustăți din oțel-beton.

3. TEHNOLOGIA DE REALIZARE A ELEMENTELOR SPAȚIALE

3.1. Elementele cu pereți subțiri (ES)

Elementele de tip ES se realizează într-o instalație rotitoare [1], [2], alcătuită din două inele rigidizate cu o construcție metalică, în interiorul căreia sînt amplasate tiparele metalice încălzitoare ale pereților și planșeelor. Tiparele pereților sînt basculante, tiparul tavanului este translatabil, iar cel al pardoselii este fixat de instalație.

Rotirea instalației este asigurată de un mecanism antrenor cu lanț (fig. 5—6).

Execuția unui element începe prin introducerea carcasei spațiale de armare în instalația cu tiparele pereților basculate în poziție deschisă și cu tiparul tavanului ridicat ; se închid apoi tiparele și începe turnarea betonului în planșeul de pardoseală, care se găsește în poziție orizontală. După turnarea planșeului de pardoseală, pe betonul proaspăt turnat se montează cofrajul interior respectiv, care este presat cu aer comprimat și instalația se rotește cu 90° pentru aducerea în poziție orizontală a tiparului unui perete lateral. După turnarea și a acestui perete se montează cofrajul interior aferent și in-

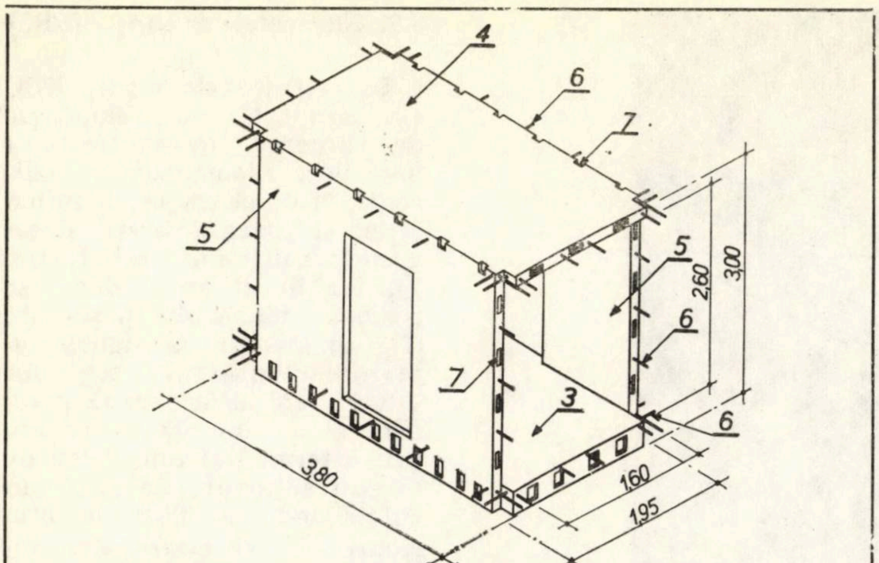


Fig. 3 – Element spațial ESC:
1 – cadru transversal; 2 – nervură; 3 – placă pardoseală; 4 – tavan; 5 – pereți; 6 – mustăți din oțel-beton; 7 – amprente; 8 – găuri de montaj; 10 – perete de 12 cm grosime; 11 – perete ușor de compartimentare; 12 – perete exterior.

stalația se rotește cu 180° pentru turnarea celuilalt perete. Ultimul se toarnă planșeul tavanului, pe betonul căruia nu se mai montează un cofraj interior, întrucît el rămîne în poziție orizontală pînă la decofrare. Compactarea betonului în nervuri se face cu pervibratoare avînd diametrul tubului de 50 mm. Plăcile subțiri ale pereților și planșeelor sînt compactate și netezite cu o riglă vibrantă construită special în acest scop. Accelerarea întăririi betonului este asigurată prin tratare termică cu abur de joasă presiune în cofraje încălzitoare. Durata de realizare a unui element spațial este de cca 8 ore, din care: pregătirea cofrajelor, armarea și turnarea betonului 2 ore, ciclul de tratare termică cca 5,5 ore și decofrarea 0,5 ore. Grosimea mică a pereților și nervurilor, precum și închiderea completă a elementului în cofraj

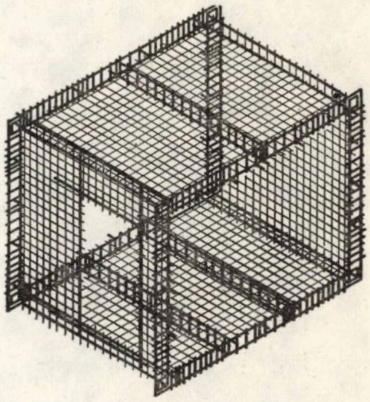
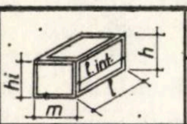
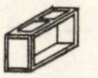
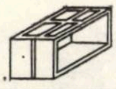
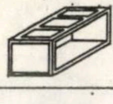
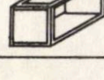
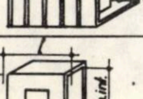
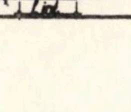


Fig. 4 – Carcasă spațială pentru armarea elementului ES 4.

TABELA 1

Tip element	Denumire element		DIMENSIUNI					Ad m^2	Volum beton total m^3	Beton B 300 cm/m^2	Greut. t	OȚEL-BETON TOTAL					CONSUM FIZIC kg/m^2	ECHIV. OB 38 kg/m^2	LAMIN. TOTAL kg	PREȚ	
			m	l	h	$l_{int.}$	$h_{int.}$					OB 38	STM	PC 52	CONSUM FIZIC kg	ECHIV. OB 38 kg/m^2				lei/buc	lei/m^2
ELEMENTE CU PEREȚI SUBȚIRI, NERVURAȚI	ES1		1,5	4,27	2,9	3,97	2,6	6,4	0,88	13,8	2,2	26,1	20,4	59,7	106,2	128,6	16,6	20	1,72	1.100	188
	ES2		3,00	5,0	3,2	4,6	2,8	15,0	2,50	16,7	6,25	63,0	47,2	177	287,2	350	19	23,2	2,0	3.200	213
	ES2a		3,00	5,0	3,0	4,6	2,6	15,0	2,98	19,6	7,5	6,13	53	182	241,0	306,1	16,1	20,4	2,9	3350	223
	ES3		2,75	4,4	3,0	4,0	2,6	12,1	1,75	14,5	4,4	28,9	41,7	97	167,6	208,5	13,9	17,2	0,7	2200	182
	ES4		3,00	3,80	3,0	3,4	2,6	11,4	2,09	18,4	5,2	3,45	43,5	78,1	125	161,9	11,0	14,2	2,4	1850	163
	ES5		6,00	3,80	3,00	3,5	2,6	22,8	5,70	25,0	14,3	9,50	91,0	188,4	288	373,5	12,6	16,4	4,2	5.100	224
Elem. de coridor	ESc		1,85	3,80	3,0	3,4	2,6	7,1	3,11	44,0	7,9	–	49,23	69,9	119	156	16,8	22,0	–	1860	262

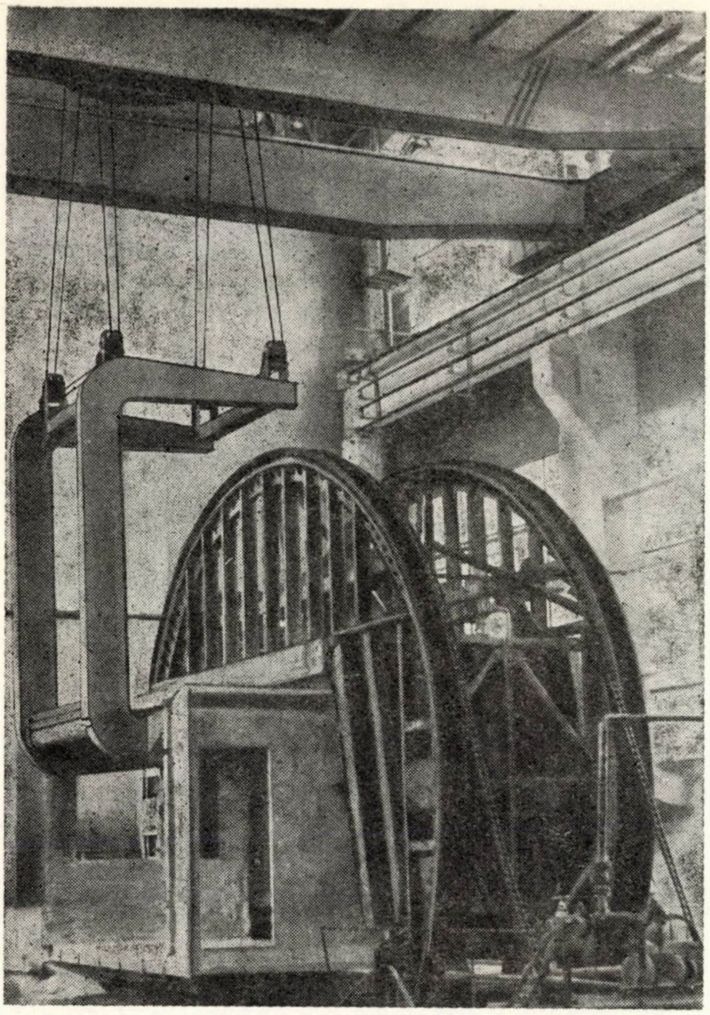


Fig. 5 — Instalaţie pentru turnarea elementelor spaţiale ES, amplasată în hală.

au avantajat stabilirea unui ciclu de tratament termic destul de redus. Decofrarea se face prin bascularea tiparelor pereţilor, ridicarea tiparului de tavan şi expulzarea elementului cu pistoane hidraulice de pe tiparul planşeului de pardoseală. Extragerea elementului din instalaţie se face cu podul rulant, în cazul halelor (fig.5), sau cu un dispozitiv rulant cu consolă în cazul poligoanelor (fig. 6). S-a mai studiat o soluţie care prevede scoaterea elementului din instalaţie împreună cu tiparul rulant al planşeului de pardoseală şi apoi expulzarea lui cu pistoane hidraulice.

Golurile pentru uşi şi ferestre sau golurile necesare pentru instalaţii se obţin prin fixarea pe tiparele exterioare a unor rame metalice.

În aceeaşi instalaţie rotitoare pot fi turnate toate tipurile de elemente ES 1 — ES 4, prin montarea tiparelor corespunzătoare.

3.2. Elementele de coridor (ESC)

La elementele de tip ESC s-a adoptat o tehnologie de turnare pe verticală a pereţilor. Elementul se realizează în două etape : în prima etapă se toarnă pereţii şi tavanul rezultînd un profil Π (fig. 7), iar în etapa a doua se toarnă planşeul pardoselii (fig. 8). Instalaţia asigură deplasarea simultană a tiparelor interioare şi exterioare ale pereţilor şi a celui pentru tavan, prin intermediul unui sistem de pîrghii acţionate de două şuruburi de forţă. Tiparele interioare şi exterioare sînt încălzite, agentul termic fiind aburul de joasă presiune. Compactarea betonului pereţilor se face prin vibrarea cofrajelor exterioare, iar cea a betonului planşeelor cu grinzi vibrante. Productivitatea unei instalaţii este de două elemente la 24 de ore.

După decofrare, elementele spaţiale sînt transferate pe liniile tehnologice de echipare cu compartimentări, instalaţii şi finisaje. Capacitatea unei unităţi de fabricaţie compusă din trei instalaţii rotitoare pentru realizarea elementelor ES şi două instalaţii pentru elemente ESC, care se desfăşoară pe o suprafaţă de 5 500 m², este de cca 750 de apartamente convenţionale pe an.

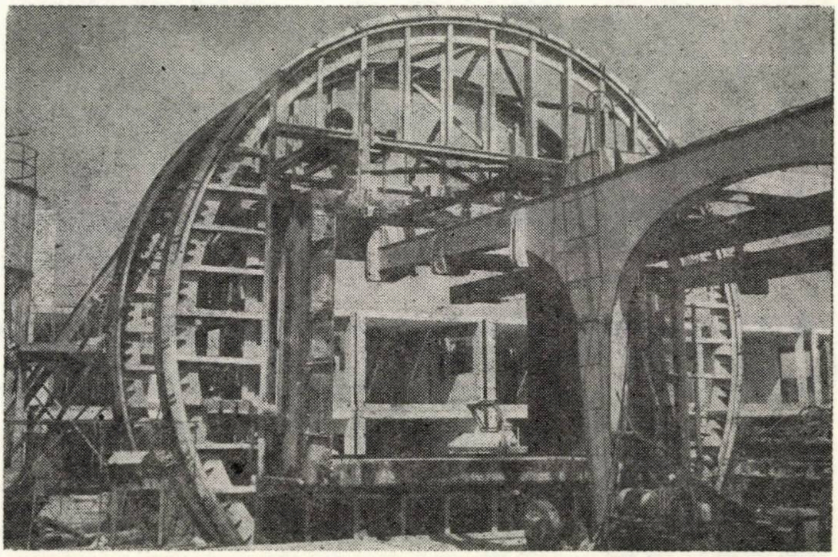


Fig. 6 — Instalaţie pentru turnarea elementelor spaţiale ES amplasată pe poligon.

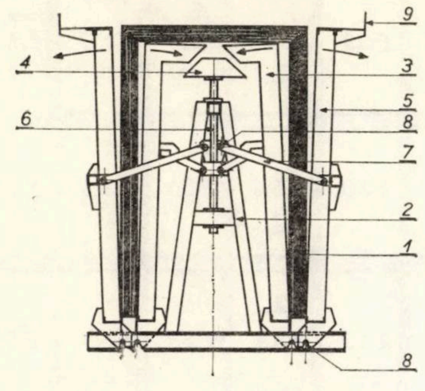


Fig. 7 — Instalație pentru turnarea elementelor spațiale de coridor:

1 — element ESC; 2 — cadru de susținere; 3 — cofraj interior; 4 — cofraj pană; 5 — cofraj exterior; 6 — șurub de acționare; 7 — pîrghii de acționare; 8 — articulații; 9 — balustradă.

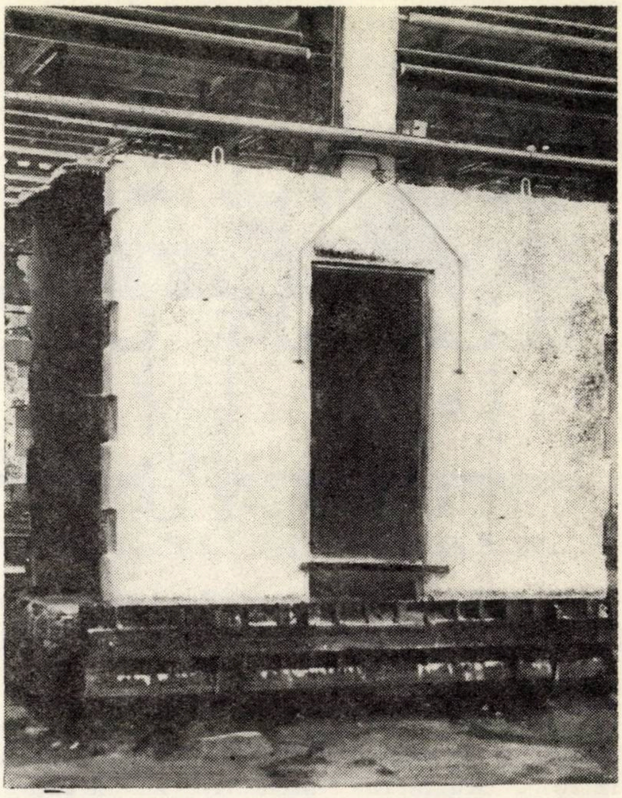


Fig. 8 — Turnarea plăcii de pardoseală la elementul spațial ESC

4. PROIECTAREA CONSTRUCȚIILOR

4.1. Principii de alcătuire a structurilor de rezistență

După modul de dispunere a elementelor spațiale în construcție rezultă, în principiu, trei scheme de alcătuire:

— schema I, compusă din șiruri suprapuse orientate longitudinal (fig. 9);

— schema II, compusă din șiruri suprapuse orientate transversal (fig. 10);

— schema III, compusă din șiruri suprapuse orientate pe două direcții (fig. 11 *a*, *b*).

Structurile de rezistență ale construcțiilor, realizate conform schemei I și la care pereții subțiri ai elementelor spațiale au goluri mari (uși, ferestre etc.), sînt formate din cadre pe două direcții. Cadrele se obțin prin turnarea unor monolitizări verticale și orizontale transversale (fig. 13) și prin realizarea conlucrării între acestea și elementele spațiale; secțiunile astfel obținute au o alcătuire mixtă: nervuri prefabricate legate cu un miez monolit. În unele cazuri, riglele cadrelor longitudinale, realizate prin încastrarea în monolitizările verticale a nervurilor din planul pereților, au fost suplimentate prin turnarea unor monolitizări.

Rezultatele favorabile ale cercetărilor experimentale, privind capacitatea de contravîntuire a pereților subțiri ai elementelor ES, au permis folosirea lor ca diafragme în structurile de rezistență [4], [5]. La clădirile cu coridor central (cămine, hoteluri etc.), diafragmele transversale se compun din pereții elementelor ES pentru camere îmbinați prin monolitizări verticale, iar diafragmele longitudinale din pereții elementelor de coridor (ESC) îmbinați prin monolitizări verticale și orizontale (fig. 14). În situațiile în care, din modul de dispunere a elementelor spațiale, se formează diafragme pe o singură direcție, pentru realizarea diafragmelor pe cealaltă direcție se introduc în construcție panouri mari portante (fig. 10, 12), monolitizate conform detaliilor din fig. 15. Volumul de beton al acestor panouri este între 25 și 30 % din volumul de beton al elementelor spațiale. În general, pereții interiori ai elementelor de tip ES se dublează în construcție, alcătuind diafragme chesonate.

Planșeele construcțiilor sînt diafragme orizontale ce rezultă prin monolitizarea planșeelor elementelor spațiale; structura lor este intersectată de golurile verticale existente între pereții ce se dublează.

Fundațiile construcțiilor cu structura din elemente spațiale sînt continue, de beton simplu, prevăzute la partea superioară cu centuri și armături ce intră în îmbinările verticale. În cazul terenurilor mai slabe se prevăd centuri și la partea inferioară și sînt legate de cele superioare în dreptul monolitizărilor verticale.

Posibilitățile folosirii elementelor spațiale la construcții înalte sînt exprimate în studiul din figura 11 *a* și *b*, care reprezintă o clădire de locuit cu P + 10 E. Structura construcției este asigurată la acțiunea încăr-

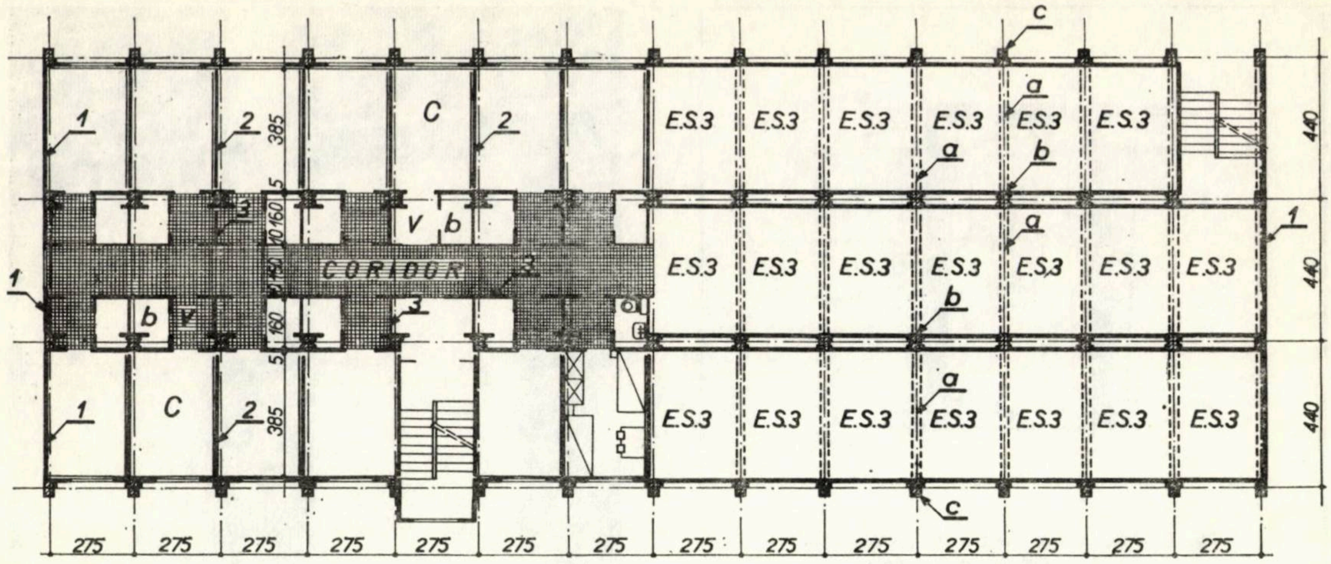


Fig. 9 — Cămin de nefamiliști pentru 300 de locuri din elemente ES 3. Plan și schemă constructivă: a, b, c — îmbinări de monolitizare; 1 —panouri de închidere; 2 —compartimentări cu pereți dubli din fîșii b.c.a; 3 — compartimentări din fîșii b.c.a. de 10 cm grosime.

cărilor orizontale (vînt, seismicitate) prin conlucrarea între diafragmele prefabricate ale elementelor spațiale și turnul central de beton armat glisat (fig. 16). Pentru preluarea încărcărilor verticale, pereții elementelor spațiale și monolitizările verticale sînt dimensionate în consecință.

4.2. Organizarea îmbinărilor

Îmbinările între elementele de rezistență (elemente spațiale, panouri) se realizează prin turnarea unor monolitizări continue, verticale și orizontale. Ele sînt concepute să împiedice orice alunecare între elementele ce se îmbină, prin prevederea, pe suprafețele de contact ale prefabricatelor cu monolitizările, a unor cavități (în care betonul de monolitizare pătrunde sub formă de pene) și a unor armături de cusătură. Îmbinările caracteristice ale construcțiilor studiate sînt notate cu literele *a* pînă la *r* în figurile 9—12, 28, 29, 31, și sînt detaliate în figurile 13—16.

În cazul construcțiilor cu structura în cadre, monolitizările alcătuiesc, împreună cu nervurile marginale ale elementelor spațiale ce se îmbină, elemente cu secțiune mixtă (prefabricate-miez monolit), care formează grinzile și stîlpii cadrelor de rezistență.

4.3. Particularități de calcul

Calculul structurilor de rezistență s-a făcut cu considerarea a două etape distincte: etapa de execuție, cînd elementele spațiale sînt nemonolitizate, și etapa de exploatare, cînd structurile funcționează cu îmbinările de monolitizare realizate.

La proiectare s-au folosit metodele cunoscute de calcul al construcțiilor în cadre, respectiv al construcțiilor în diafragme.

Rezultatele favorabile ale încercărilor asupra îmbinărilor caracteristice structurilor în cadre, cu respectarea recomandărilor făcute, au permis tratarea în proiectare a secțiunilor mixte — nervuri prefabricate legate cu un miez monolit — ale cadrelor de rezistență, ca elemente monolite. În acest mod este antrenată eficient toată capacitatea de rezistență și deformabilitate a elementelor spațiale în alcătuirea structurii de rezistență a construcției.

La analiza seismică a construcțiilor din elemente spațiale s-a luat în considerare *„Normativul pentru proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiuni seismice" P. 13—70.* Dimensionarea elementelor de rezistență s-a făcut cu metoda la stări limită conform STAS 8 000—67.

5. CERCETĂRI EXPERIMENTALE*

Prima parte a programului de cercetări experimentale, încheiată la sfîrșitul anului 1971, s-a ocupat cu încercări asupra elementelor spațiale luate individual și asupra îmbinărilor caracteristice construcțiilor cu structura de rezistență în cadre. Încercările asupra îmbinărilor la care ne referim s-au efectuat pe elemente experimentale cu secțiune mixtă, alcătuite din nervurile elementelor spațiale prefabricate ce se îmbină și miezul de monolitizare, sub formă de grinzi, stîlpi și noduri de cadru. Toate încercările s-au făcut pe elemente la scară naturală. Scopul lor era de a studia :

---

* Lucrările experimentale au fost efectuate de către catedra de beton armat și clădiri a Institutului politehnic din Timișoara în colaborare cu I.C.I.M. Brașov.

— comportarea elementelor spaţiale la acţiunea solicitărilor ce apar la manipulări, montaj şi în exploatare;

— capacitatea de contravîntuire a pereţilor subţiri ai elementelor spaţiale de tip ES, în scopul folosirii lor ca diafragme în structurile de rezistenţă;

— capacitatea portantă a grinzilor, stîlpilor şi nodurilor de cadru avînd secţiune mixtă (nervuri prefabricate-miez monolit), precum şi gradul de conlucrare între elementele secţiunii mixte.

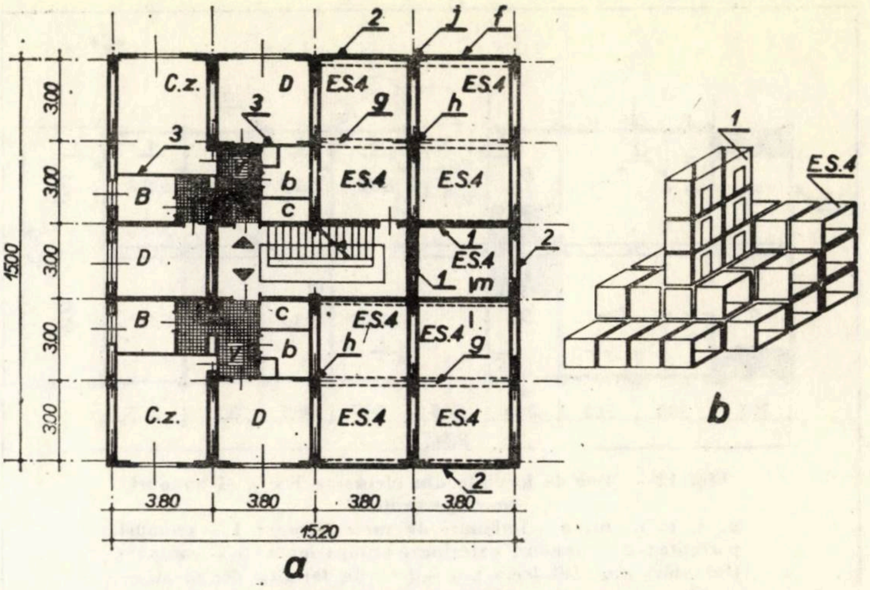


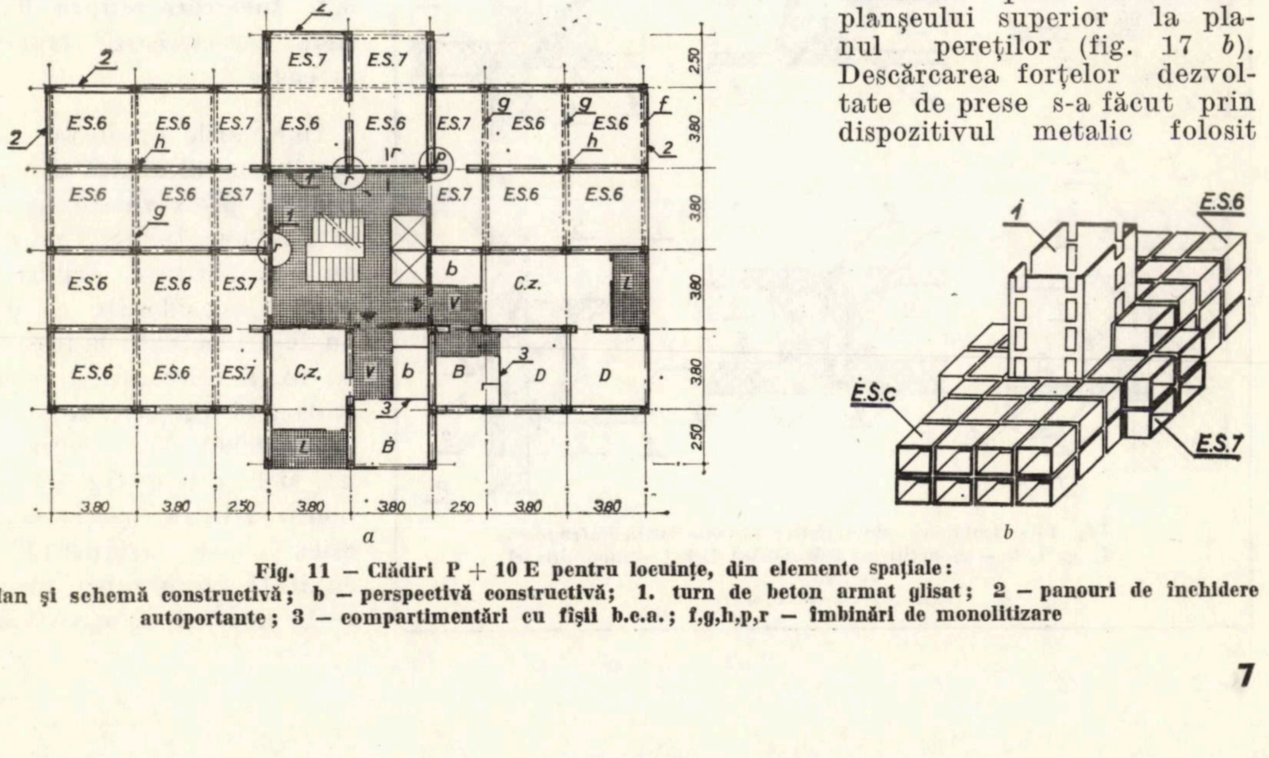
Fig. 10 — Bloc de locuinţe categoria III P + 4 E din elemente ES 4:
a. plan şi schema constructivă b. perspectivă; costructivă 1 — panouri portante; 2 — panouri autoportante de închidere din beton uşor; 3 — compartimentări din fîşii b.c.a.

5.1. Încercări asupra elementelor spaţiale

Au fost efectuate trei încercări asupra elementelor spaţiale ES 3.

Prima încercare s-a făcut la sarcina verticală de exploatare uniform repartizată pe placa pardoselii (*q*), acţionînd concomitent cu încărcarea orizontală (*H*) aplicată la partea superioară perpendicular pe pereţi (fig. 17 *a*). Încărcarea verticală *q* s-a efectuat în trepte, cu cărămizi eficiente, pînă la sarcina de exploatare, după care s-a aplicat încărcarea orizontală în trepte, cu ajutorul unei prese hidraulice, folosindu-se un dispozitiv metalic (fig. 18), pînă la cedare. A doua încercare s-a făcut numai la sarcini orizontale *H*. S-au determinat teoretic şi experimental săgeţile şi eforturile pentru treptele caracteristice de încărcare, precum şi formarea şi deschiderea fisurilor. Datorită faptului că cedarea elementului la acţiunea încărcărilor orizontale nu s-a produs la apariţia primei articulaţii plastice (ipoteză admisă în calcul), încărcarea de rupere experimentală a fost cu 32 % mai mare decît cea teoretică. Încercările au pus în evidenţă o bună comportare a elementelor spaţiale la sarcinile de exploatare, mărimea deschiderii fisurilor fiind sub 0,2 mm, iar săgeata maximă de numai 50 % faţă de cea calculată.

A treia încercare pe elemente ES 3 s-a făcut pentru verificarea capacităţii de contravîntuire a pereţilor. Încărcările orizontale, dezvoltate de două prese hidraulice, au fost transmise prin intermediul planşeului superior la planul pereţilor (fig. 17 *b*). Descărcarea forţelor dezvoltate de prese s-a făcut prin dispozitivul metalic folosit



a

b

Fig. 11 — Clădiri P + 10 E pentru locuinţe, din elemente spaţiale:
a — plan şi schemă constructivă; b — perspectivă constructivă; 1. turn de beton armat glisat; 2 — panouri de închidere autoportante; 3 — compartimentări cu fîşii b.c.a.; f,g,h,p,r — îmbinări de monolitizare

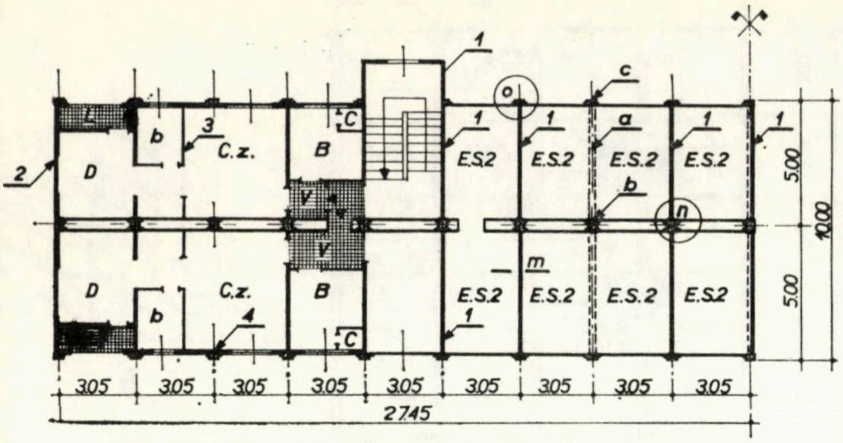


Fig. 12 – Bloc de locuințe din elemente ES 2 și panouri mari portante:
a, b, c, n, m, o – îmbinări de monolitizare; 1 – panouri portante; 2 – panouri exterioare autoportante; 3 – compartimentări din fîșii b.c.a.; 4 – izolație termică din b.c.a. de 15 cm grosime

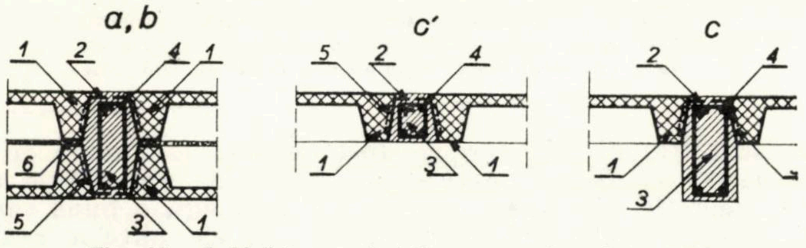


Fig. 13 – Îmbinări caracteristice structurilor în cadre: a – monolitizare orizontală curentă; b – monolitizare verticală curentă; c,c' – monolitizări verticale marginale.
Explicațiile cifrelor la fig. 16

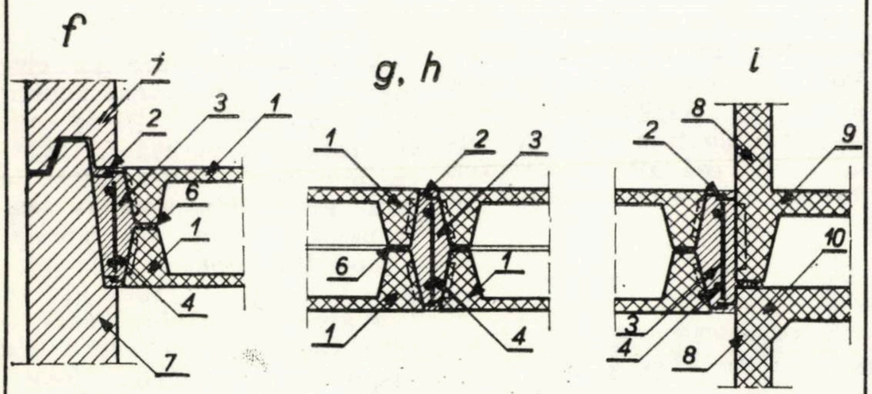


Fig. 14 – Îmbinări caracteristice structurilor în diafragme: f, g, i, k – monolitizări orizontale; j, h, l – monolitizări verticale.
Explicațiile cifrelor la fig. 16

și la primele două încercări (fig. 19). Planșeul superior și pereții elementului încercat au avut o grosime de 3 cm. S-a urmărit formarea și dezvoltarea fisurilor în pereți și planșeu concomitent cu creșterea deplasărilor în planul pereților și perpendicular pe planul lor (voalarea). La o încărcare echivalentă cu de două ori sarcina seismică aferentă, corespunzătoare gradului 7 (la o construcție cu P + 4 E cu o structură în diafragme), au apărut primele fisuri; la o încărcare echivalentă cu de patru ori sarcina seismică nu s-a produs voalarea pereților, deplasarea lor pe normală fiind sub 0,25 mm. (Încercarea nu a putut fi continuată datorită cedării ancorajelor elementului.) Studiul fisurilor arată că cedarea se face prin scoaterea din lucru a zonei întinse, fără se să producă pierderea stabilității diafragmei pline. Încercarea confirmă rolul de contravîntuire verticală al pereților subțiri mărginiți pe contur cu nervuri, de la o grosime minimă de 3 cm.

5.2. Incercări asupra îmbinărilor caracteristice structurilor în cadre

Îmbinările orizontale, avînd secțiunea alcătuită din patru nervuri prefabricate marginale de elemente ES 3 și un miez de monolitizare armat (fig. 24 *b*), considerate ca grinzi, au fost încercate la încovoiere cu forță tăietoare din sarcini statice și din sarcini dinamice (1 056 000 de cicluri) (fig. 20) și la tăiere (fig. 21). Conlucrarea între prefabricate și miez este asigurată prin cavități (amprente) prevăzute în nervuri, în care monolitizarea pătrunde sub formă de pene, şi prin sudarea mustăţilor ce ies din nervuri de etrieri închişi ai armăturii din monolitizare. La încercările de încovoiere, săgeţile măsurate pe fiecare element component al secţiunii mixte s-au menţinut practic egale pînă la rupere, nu au apărut fisuri între prefabricate şi monolitizare, iar ruperea s-a produs ca la un element monolit, prin deschiderea unei fisuri în zona de moment maxim urmată de strivirea betonului comprimat (fig. 20). Prin încercările la tăiere s-a urmărit aportul amprentelor în conlucrarea la acest efort între elementele secţiunii mixte. La prima încercare, fisura de rupere din forţă tăietoare nu a întîlnit nici o amprentă, iar la a doua încercare, fisura de rupere înclinată a traversat amprentele. Capacitatea de rezistenţă la tăiere a secţiunii mixte în zona cu amprente a fost de numai 70 % faţă de capacitatea secţiunii considerată monolită. Încercările au evidenţiat necesitatea îndesirii amprentelor, concomitent cu majorarea secţiunii lor.

Îmbinările verticale marginale, alcătuite din două nervuri prefabricate şi un miez de monolitizare armat (fig. 22), considerate ca stîlpi, au fost încercate la compresiune excentrică (excentricitate mare) (fig. 23). S-au urmărit deformaţiile fiecărui element component al secţiunii mixte, constatîndu-se egalitatea săgeţilor pînă la rupere. Pînă la o anumită treaptă de încărcare, apropiată de rupere, dezvoltarea fisurilor s-a făcut ca la un stîlp monolit, după care au apărut fisuri verticale pe suprafaţa de con-

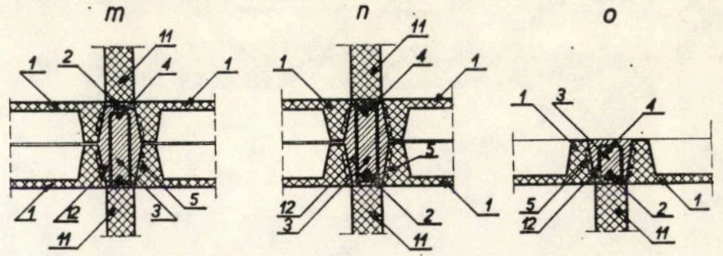


Fig. 15 – Imbinări caracteristice structurilor din elemente spaţiale şi panouri portante:
m – îmbinare orizontală curentă; n – îmbinare verticală centrală; o – îmbinare verticală marginală

Explicaţiile cifrelor la fig 16

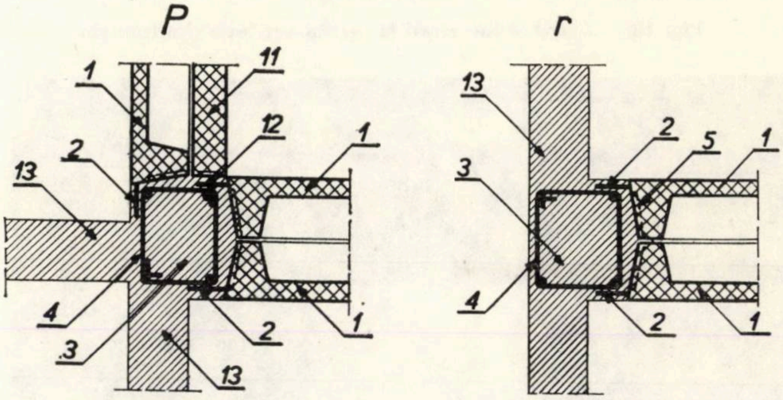


Fig. 16 – Imbinări între elementele spaţiale şi turnul de beton armat glisat:
p – îmbinare verticală de colţ; r – îmbinare verticală şi orizontală curentă:
1 – elemente spaţiale ES; 2 – mustăţi sudate; 3 – beton de monolitizare; 4 – armătură în monolitizare; 5 – cavităţi în elementele spaţiale; 6 – mortar de poză; 7 – panou de închidere; 8 – perete element ESC; 9 – placă de pardoseală element ESC; 10 – placă plafon ESC; 11 – panou portant; 12 – armătură de legătură din panouri portante; 13 – pereţi de beton armat glisat.

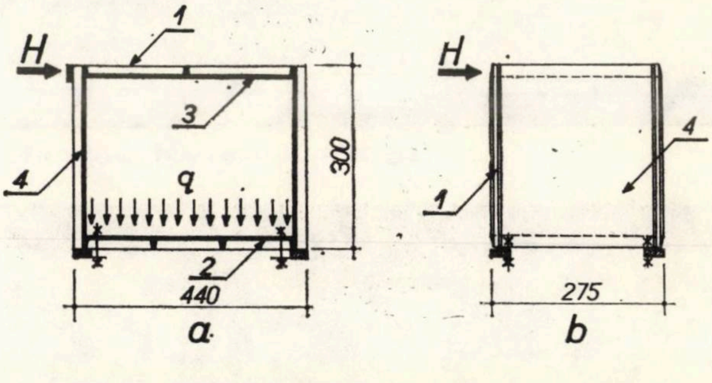


Fig. 17 – Scheme de încercare a elementelor spaţiale:
a – încercare la sarcini verticale şi orizontale;
b – încercarea capacităţii de contravîntuire a pereţilor

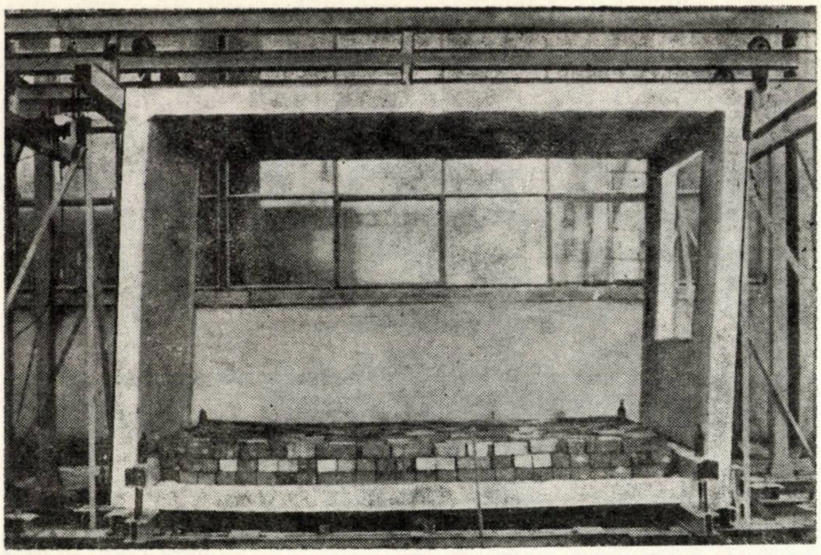


Fig. 18 – Aspect al încercării la sarcini verticale şi orizontale

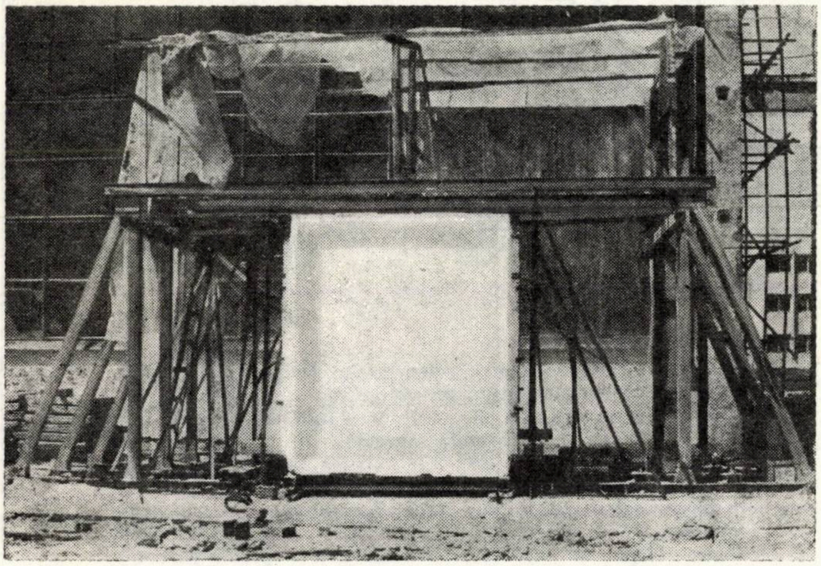


Fig. 19 – Aspect al încercării pereţilor la sarcini orizontale

tact prefabricate-monolit, dar creşterea lor s-a produs numai la ultima treaptă a încărcării. Totuşi, încărcarea de rupere a fost cu cca 10 % mai mare decît sarcina de rupere calculată.

Nodurile formate la intersecţia îmbinărilor orizontale cu cele verticale, avînd secţiunea alcătuită din cadrele transversale ale elementelor ES ce se îmbină şi miezul de monolitizare, au fost încercate la încovoiere conform schemei din fig. 24. Încărcarea a fost dezvoltată de o presă hidraulică (fig. 25). S-au urmărit deformaţiile elementelor componente ale secţiunii mixte şi dezvoltarea fisurilor pînă la rupere. Pînă la o încărcare egală cu 75 % din sarcina de rupere a secţiunii considerată monolită, elementele prefabricate au conlucrat cu miezul monolit. În continuare au apărut fisuri care au indicat lunecări între prefabricate şi miez, totuşi capacitatea portantă nu a fost diminuată. Încercarea recomandă redistribuirea amprentelor concomitent cu sporirea secţiunii lor. Rezultatele încercărilor asupra îmbinărilor, cu respectarea recomandărilor făcute, duc la concluzia că elementele componente ale secţiunilor mixte (nervuri prefabricate — miez de monolitizare) conlucrează pînă în stadiul final; secţiunile astfel formate pot fi tratate în proiectare ca elemente monolite.

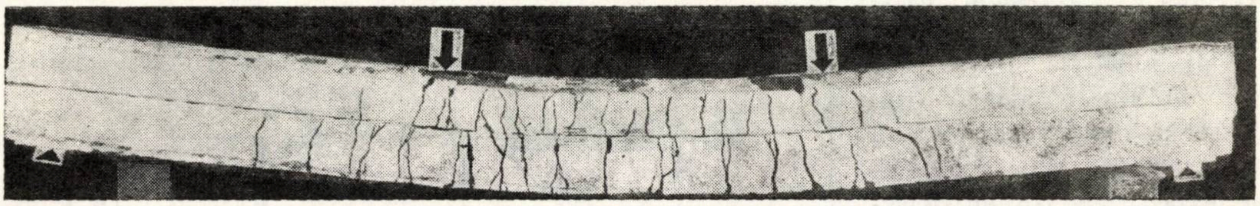


Fig. 20 – Incercarea unei îmbinări orizontale la încovoiere

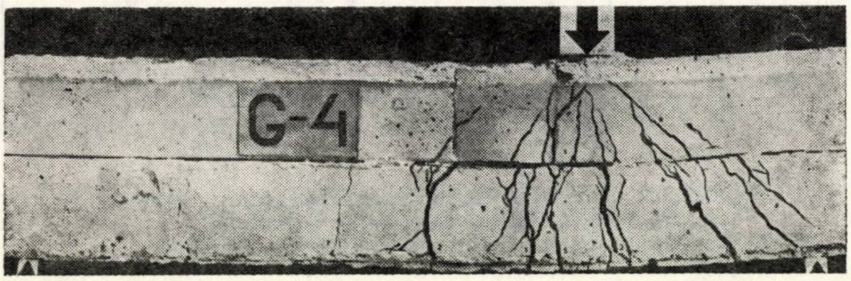


Fig. 21 – Incercarea la tăiere a unei îmbinări orizontale

Partea a doua a programului de cercetări experimentale, care s-a încheiat la sfîrşitul anului 1972, a completat seria încercărilor asupra struc-

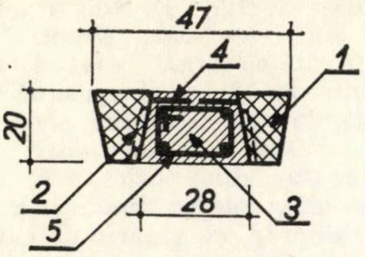


Fig. 22 – Secţiunea îmbinărilor verticale încercate: 1 – nervuri prefabricate; 2 – amprente; 3 – beton de monolitizare; 4 – mustăţi sudate; 5 – armătură în monolitizare

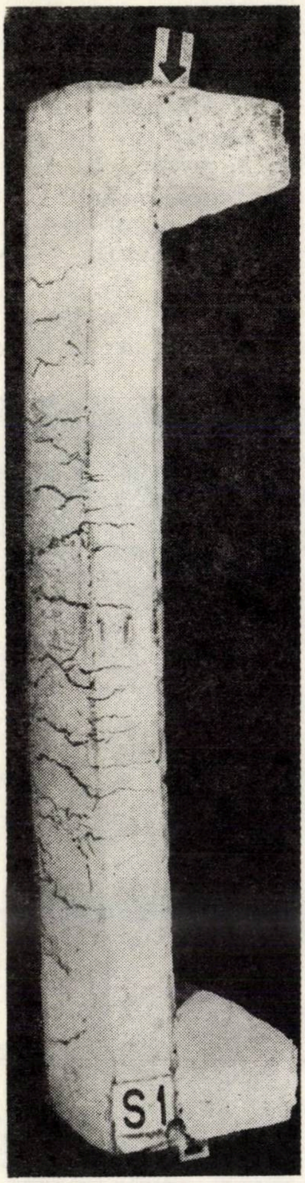


Fig. 23 – Imbinare verticală încercată la compresiune excentrică.

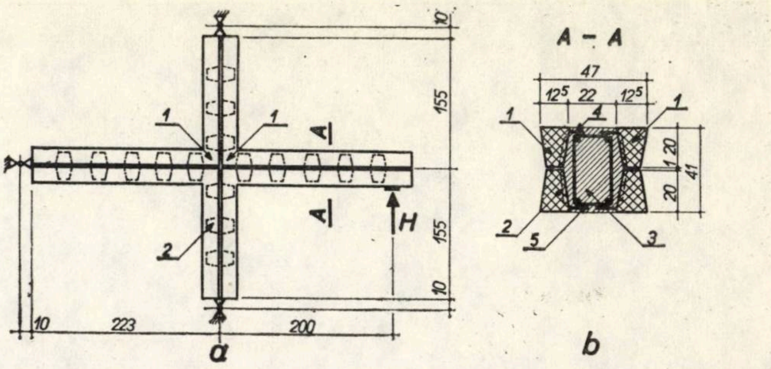


Fig. 24 – Incercarea la încovoiere a nodurilor: a – schema încercării; b – secţiune prin elementul experimental; 1 – colţ de cadru transversal element ES; 2 – amprentă; 3 – beton de monolitizare; 4 – mustăţi sudate; 5 – armătură

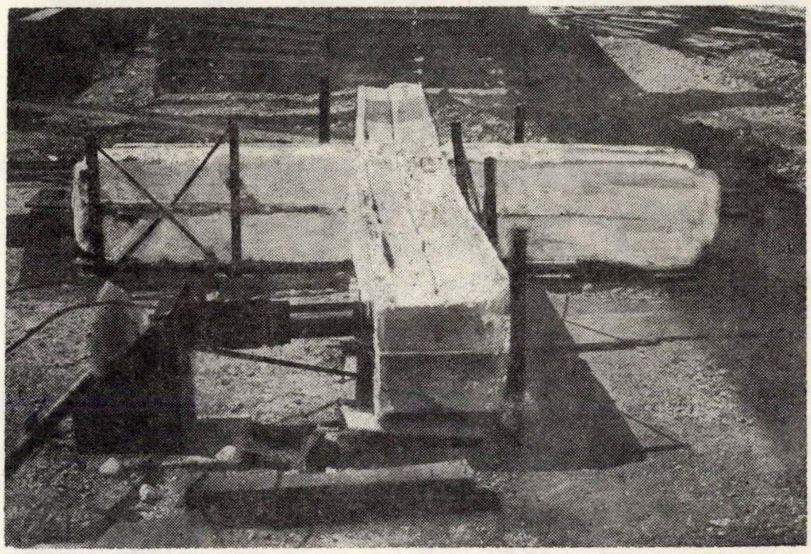


Fig. 25 – Aspect al încercării la încovoiere a unui nod

turilor din elemente spaţiale cu următoarele:

– încercări asupra îmbinărilor caracteristice structurilor cu diafragme;

– încercări la compresiune centrică asupra pereţilor subţiri ai elementelor spaţiale;

– cercetări experimentale asupra comportării spaţiale a structurilor cu diafragme monolite şi prefabricate şi

– verificarea experimentală a planşeelor cu goluri.

Pentru stabilirea gradului de izolare fonică a planşeelor duble formate din tavanul şi pardoseala elementelor spaţiale au fost efectuate de către INCERC măsurători acustice la blocul experimental cu 20 de apartamente din elemente spaţiale ES 2 executat la Braşov pe strada Cuza Vodă. Referatul [15] arată că structura experimentală este echivalentă din punct de vedere fonic cu un planşeu de beton armat monolit de 14–15 cm grosime. Au fost făcute propuneri de îmbunătăţire a indicilor de izolare fonică obţinuţi, propuneri de care s-a ţinut cont în proiectarea următoarelor elemente spaţiale şi a construcţiilor ce folosesc aceste elemente. Sînt necesare noi măsurători acustice pentru stabilirea indicilor de izolare fonică obţinuţi la construcţiile realizate.

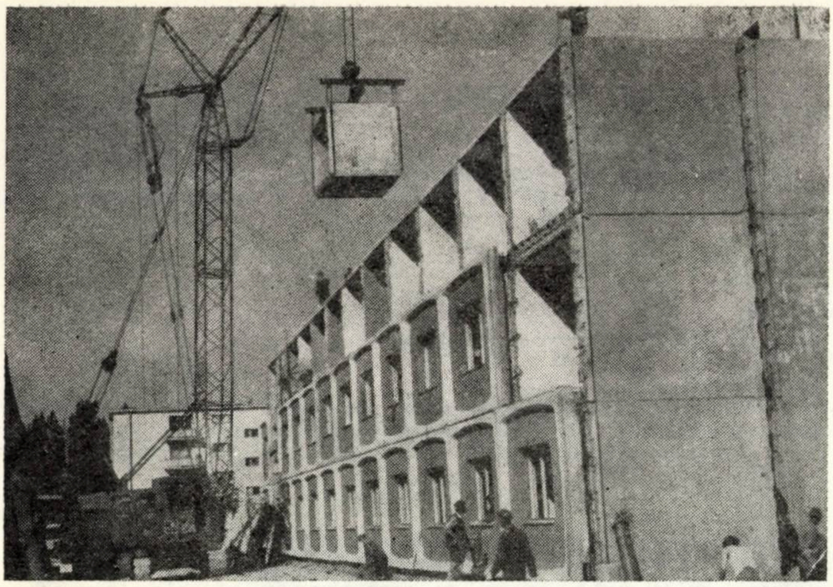


Fig. 26 – Montajul elementelor spațiale cu o macara pe șenile R.D.K. de 25 tone capacitate

6. CONSTRUCȚII REALIZATE

În perioada 1969–1972 s-au realizat în orașul Brașov, cu procedeul prezentat, un număr important de construcții, care însumează în total 30 900 m² suprafață desfășurată și la care s-au folosit circa 2 200 de elemente spațiale. S-au executat două blocuri de locuințe cu cîte 20 de apartamente fiecare, zece cămine de nefamiliști cu un număr total de 2 616 locuri și lucrări de organizare de șantier ce se desfășoară pe 2 600 m².

Transportul elementelor spațiale s-a efectuat cu treilere de 12, 20 și 40 t capacitate, amenajate și neamenajate cu dispozitive de fixare. S-a constatat că la elementele de tip ES cu goluri mari în pereți și la cele de coridor sînt necesare dispozitive de fixare în timpul transportului. La toate construcțiile executate, montajul elementelor spațiale s-a făcut cu o macara turn pe șenile R.D.K. (ZEMAG – ZEITZ – R.D.G.) de 25 t capacitate (fig. 26).

6.1. Blocuri de locuințe

Prima lucrare executată a fost un bloc de locuințe cu P + 4 E de 20 de apartamente categoria I (fig. 27). Construcția este alcătuită din trei șiruri suprapuse de elemente ES 2; pe șirul din mijloc s-au amplasat bucătăriile, băile și spațiile pentru circulație, iar pe cele marginale camerele de zi și dormitoarele (fig. 28). Dormitoarele sînt rezolvate, fiecare, în cîte un element spațial, iar camerele de zi împreună cu loggiile în cîte două elemente spațiale. Casa scării s-a executat din beton armat monolit, compartimentările și închiderile cu zidărie de cărămidă. Montajul celor 95 de elemente spațiale ES 2 s-a făcut în 6 zile. Toate instalațiile și finisajele s-au executat pe șantier. Cu un efort deosebit, durata de execuție a întregii lucrări a fost de numai 40 de zile.

Următorul bloc de locuințe este o construcție cu P + 4 E, realizată din două șiruri suprapuse de elemente ES 3, pentru 20 de apartamente categoria IV. Casa scării a fost rezolvată cu elemente prefabricate, iar închiderile în frontoane cu panouri mari de beton cu termoizolație. Pereții de com-

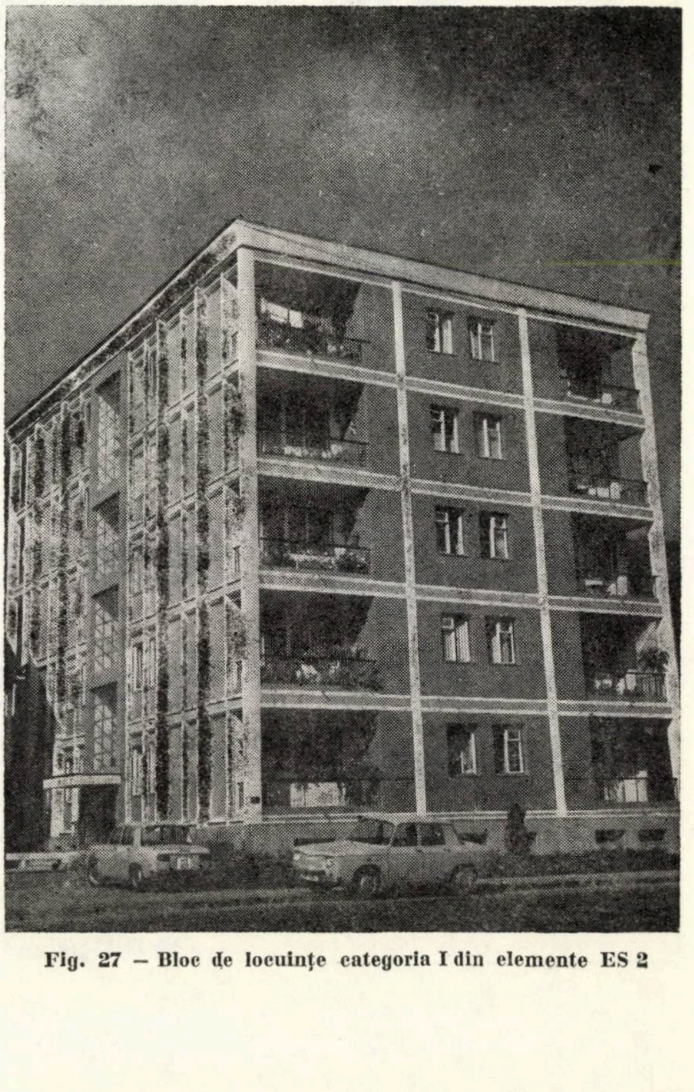


Fig. 27 – Bloc de locuințe categoria I din elemente ES 2

partimentare și izolațiile termice ale fațadelor (din fîșii de b.c.a.), instalațiile de încălzire, instalațiile blocului sanitar baie - bucătărie și o parte din finisaje s-au executat în atelier. Acest lucru a dus la realizarea construcției deasupra cotei ±0,00 în numai 6 zile.

6.2. Cămine de nefamiliști

Elementele spațiale prezentate sînt folosite cu mai mult succes la construirea căminelor de nefamiliști. Așa se explică executarea pînă în prezent a unui număr de 10 clădiri la care s-au folosit toate tipurile de elemente spațiale.

Primele clădiri — patru cămine de 180 de locuri și un cămin de 300 de locuri — cu P + 3 E s-au executat din elemente ES 2 alcătuind două șiruri suprapuse, distanțate pentru formarea coridorului (fig. 29). Camerele de locuit, cu cîte 3 paturi, sînt rezolvate în cîte un element spațial. Compartimentările între camere s-au realizat din pereți dubli executați cu fîșii b.c.a. de 10 cm grosime, izolațiile termice la fațade (prevăzute în interior) din fîșii b.c.a. de 15 cm grosime, iar închiderile în frontoane cu zidărie de cărămidă. Casele scărilor și planșeele coridoarelor sînt din beton armat monolit. Compartimentările, instalațiile și finisajele s-au executat pe șantier.

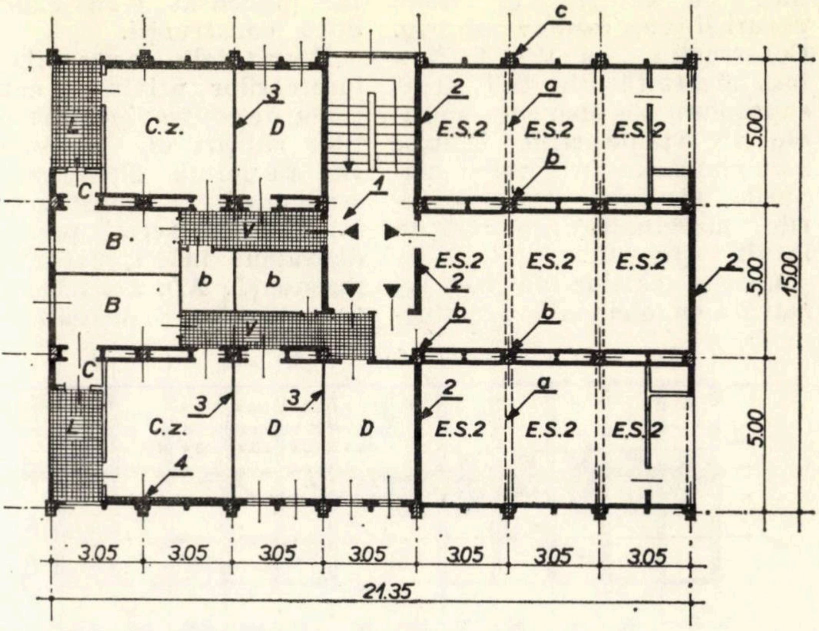


Fig. 28 — Bloc de locuințe categoria I din elemente ES 2. Plan și schemă constructivă: a, b, c — îmbinări de monolitizare; 1 — placă de beton monolit; 2,3 — pereți din zidărie de cărămidă; 4 — izolație termică din polistiren.

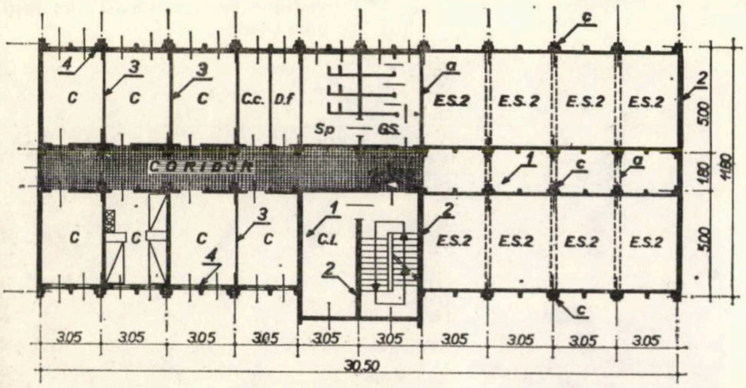


Fig. 29 — Cămin de 180 de locuri din elemente ES 2: a, b — îmbinări de monolitizare; 1 — placă de beton monolit; 2 — pereți din zidărie de cărămidă; 3 — compartimentări din pereți dubli de fîșii b.c.a; 4 — izolație termică din b.c.a.

Necesitățile de cazare cu un grad sporit de confort au dus la proiectarea unui că-

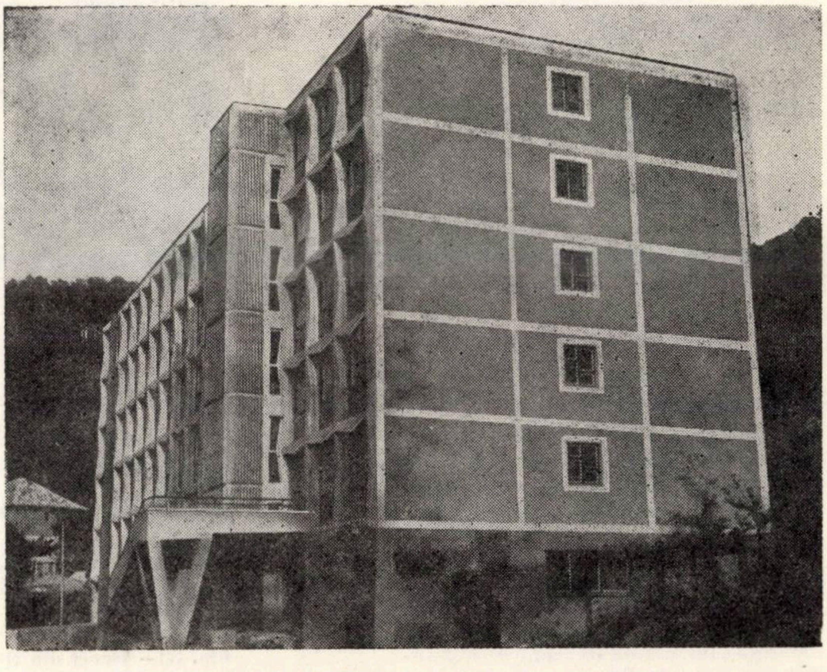


Fig. 30 — Cămin de 300 de locuri din elemente ES 3

min cu camere de două paturi şi grup sanitar propriu. Construcţia cu P + 4 E a fost alcătuită din trei şiruri suprapuse de elemente spaţiale ES 3; pe şirul central s-au amplasat coridorul şi grupurile sanitare, iar pe şirurile marginale camerele de locuit * (fig. 9).

Casele scărilor au fost rezolvate cu elemente prefabricate, iar închiderile în frontoane cu panouri mari din beton armat cu termoizolaţie. Compartimentările între camere, pereţii coridoarelor şi izolaţiile termice ale faţadelor, prevăzute din fîşii b.c.a., instalaţiile de încălzire, instalaţiile sanitare şi o parte din finisaje s-au executat în atelier. Pentru cofrarea monolitizărilor verticale şi orizontale din faţade s-au folosit coji prefabricate de beton armat (fig. 30). După proiectul prezentat s-au executat două construcţii.

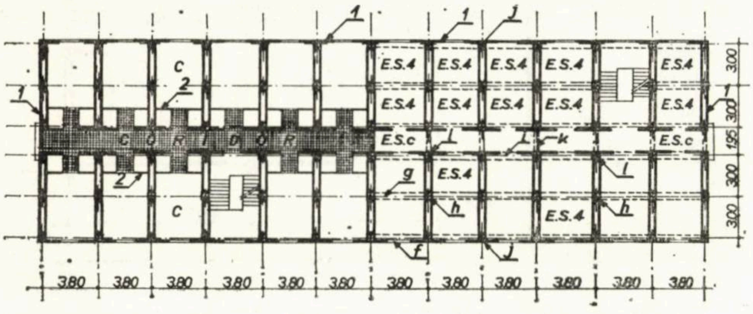


Fig. 31 — Cămin de 332 de locuri din elemente ES 4 şi ESC. Plan şi schemă constructivă.
f, g, h, i, j, k, l — îmbinări de monolitizare; 1 — panou de închidere din beton uşor de scorie bazaltică; 2 — compartimentare din fîşii b.c.a.

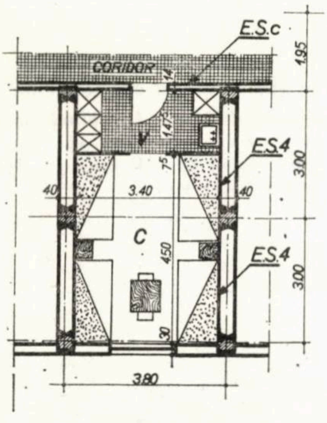


Fig. 32 — Detalii de cameră pentru căminul de 332 de locuri

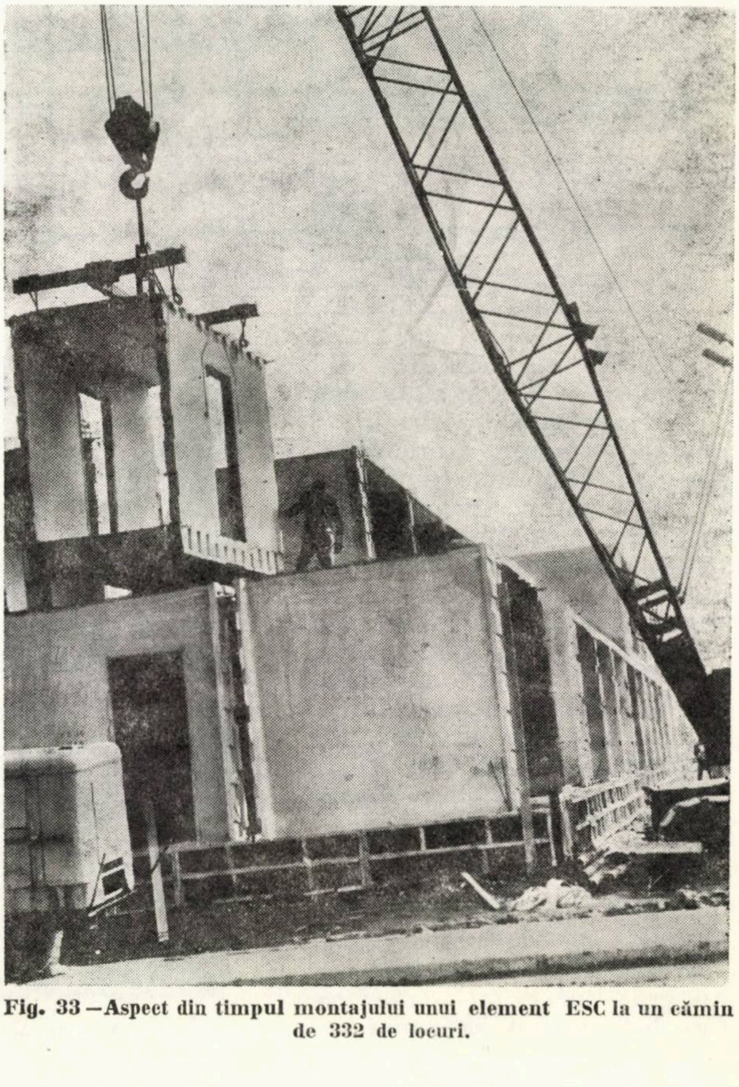


Fig. 33 — Aspect din timpul montajului unui element ESC la un cămin de 332 de locuri.

Rezultatele favorabile ale încercărilor privind capacitatea de contravîntuire a pereţilor subţiri ai elementelor ES au permis alcătuirea mai economică a construcţiilor, folosindu-se aceşti pereţi ca diafragme în structurile de rezistenţă. Aşa s-a născut un nou proiect de cămin cu P + 4 E pentru 332 de locuri **. Camerele de locuit cu patru paturi sînt alcătuite din cîte două elemente spaţiale ES 4 orientate cu pereţii în sens transversal construcţiei, iar coridoarele sînt alcătuite din elemente speciale de coridor (fig. 31 şi 32). Pereţii elementelor ES 4, îmbinaţi prin monolitizări verticale, şi pereţii elementelor ESC, îmbinaţi prin monolitizări verticale şi orizontale, alcătuiesc diafragmele transversale, respectiv diafragmele longitudinale ale construcţiei.

Camera este prevăzută cu un tampon de intrare în care sînt amplasate un lavoar şi un dulap pentru patru persoane. Compartimentarea tamponului se face cu fîşii de b.c.a. de 7,5 cm grosime. Casele

---

* Proiectul a fost întocmit de Institutul ,,Proiect'' Braşov.

** Consultant pentru structură: conf. ing. Radu Agent.

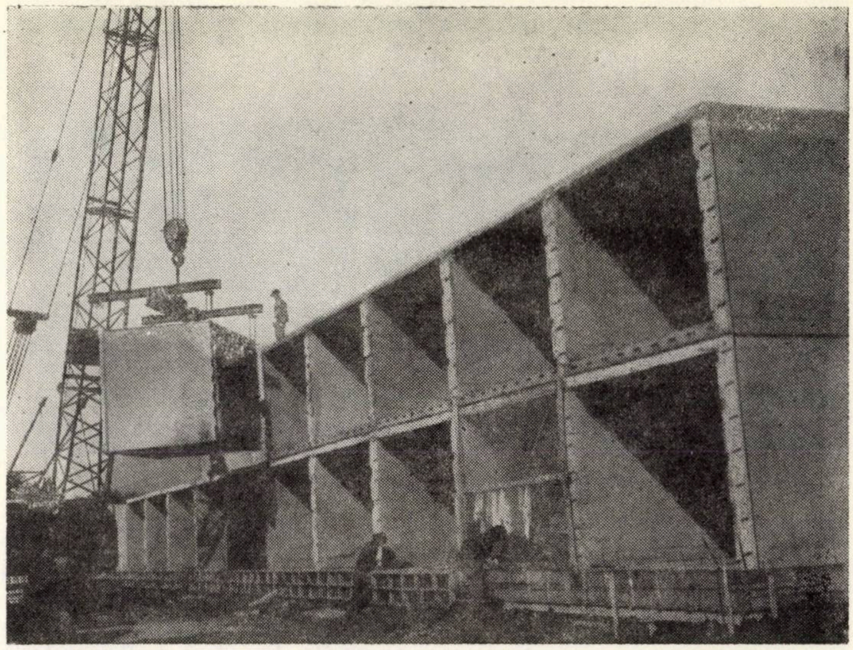


Fig. 34 — Aspect din timpul execuției unui cămin de 332 de locuri

scărilor se execută din elemente prefabricate, iar închiderile în fațadele longitudinale și izolațiile termice în frontoane cu panouri prefabricate autoportante din beton ușor de scorie bazaltică într-un singur strat. Elementele spațiale sînt echipate în atelier cu pereții de compartimentare, instalațiile sanitare, tubulatura din P.V.C. pentru circuitele electrice și cu o parte din finisaje; panourile de fațadă sînt complet finisate și echipate în atelier cu corpurile de încălzire. Proiectul lucrării a fost avizat de C.S.E.A.L. ca refolosibil. S-au executat după acest proiect trei cămine de nefamiliști (fig. 35). Montajul elementelor prefabricate (220 de elemente ES 4, 60 de elemente ESC, 200 de panouri) și executarea îmbinărilor de monolitizare la prima construcție s-au realizat în 8 zile (două schimburi de cîte 10 ore). La această lucrare s-a analizat consumul de manoperă prin cronometrarea operațiilor specifice — uzinare, echipare cu instalații, finisare și montaj elemente prefabricate — și prin calcul după normele de timp în vigoare pentru celelalte operații, rezultînd un volum total de manoperă de 59 000 ore (consumul de manoperă este de 17,35 ore/m^2 suprafață desfășurată). Din acest volum de manoperă, 31 000 ore sînt aferente operațiilor executate în fabrică, ceea ce a dus la un indice de 52,5% manoperă executată industrial.

Din analiza principalilor indici tehnico-economici ai cîtorva lucrări realizate din elemente spațiale, comparativ cu construcțiile similare realizate din panouri mari (tabela 2), se constată depășiri la consumul de oțel-beton (cu 10—20%) și la consumul de beton mono-

Tabela 2

Nr. crt.	Denumirea lucrării	Proiect nr.	Oțel-beton		Beton armat		Beton ușor ptr. compart., izolații termice și închid. m^3/m^2	Ciment kg/m^2	Mater. lemnos m^3/m^2	Indici de preț	
			Consum fizic kg/m^2	Consum echiv. OB 38 kg/m^2	Monolit m^3/m^2	Prefabr. m^3/m^2				lei/m^2	lei/Nuf.
1	Bloc locuințe categoria I din elemente ES 2	I.C.I.M. 956/5	21,8	25	0,058	0,139	—	113	0,0044	640	61 000
2	Bloc locuințe categ. IV din elemente ES 3 și panouri mari	I.C.I.M. 1102/IV	20,5	23,8	0,0565	0,184	0,09	140	0,0012	745	31 000
3	Cămin de nefamiliști 180 locuri elemente ES 2	I.C.I.M. 956/3	21,8	27	0,08	0,151	0,07	138	0,0047	660	5 320
4	Bloc locuințe 20 apt. categoria III din elemente ES4 și panouri	Proiect Brașov 8139/72	20,7	25	0,09	0,22	0,12	151	0,0027	723	42 700
5	Cămin de nefamiliști ptr. 332 locuri din elemente ES 4 și ESC.	I.C.I.M. 1229	16,3	20,3	0,05	0,21	0,11	141	0,0025	597	5 570
6	Bloc locuințe 20 apt. categoria II din panouri mari	I.P.C.T. 1680	19,28	20,3	0,029	0,318	—	165	0,0043	692	36 520
7	Cămin de nefamiliști ptr. 332 locuri din panouri mari	Proiect Brașov 5554	16,20	18,39	0,05	0,336	—	163	0,005	575	5 597

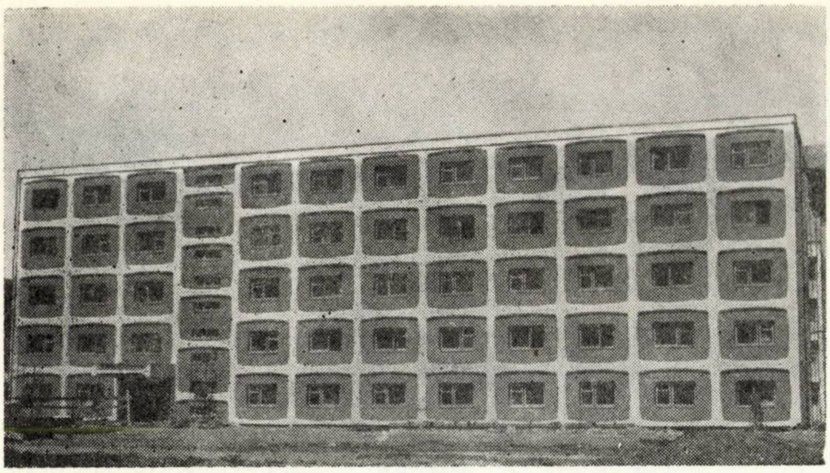


Fig. 35 — Faţada principală a unui cămin de 332 de locuri.

lit; se remarcă economii la consumul total de beton, la consumul de ciment şi material lemnos.

7. OBSERVAŢII ŞI CONCLUZII

În urma experimentării, pe un număr important de lucrări, a procedeului de prefabricare cu elemente spaţiale prezentat, se pot face următoarele observaţii:

Instalaţia de turnare a elementelor de tip ES nu asigură suprafeţe interioare suficient de netede; aceasta duce la necesitatea rectificării unor suprafeţe sau chiar la tencuieli subţiri de 3—5 mm. Sînt necesare îmbunătăţiri tehnologice care să ducă la eliminarea acestui inconvenient.

Dimensiunile şi forma elementelor de tip ES (cu pereţi subţiri nervuraţi alcătuind un contur închis) favorizează contracţiile betonului. Fisurile de contracţie nu au putut fi eliminate în totalitate: ele apar în plăcile subţiri, mai ales la racordarea lor cu nervurile. Este necesar un studiu experimental pentru înlăturarea în totalitate a fisurării, acţionîndu-se asupra factorilor care influenţează contracţia betonului.

La proiectare, elementele spaţiale au fost încadrate în clasa a VI-a de precizie, conform STAS 6657/1—70, admiţîndu-se următoarele toleranţe maxime:

— la deschiderea exterioară 10 mm

— la înălţime şi lăţime 10 mm

— abaterea faţă de verticală a pereţilor 5 mm.

La jumătate din elementele controlate, abaterile dimensionale au fost mai mari cu 50—100 % decît toleranţele admisibile. Cele mai mari abateri (20—25 mm) s-au obţinut la înălţimea elementelor de tip ESC. O bună parte din abaterile faţă de verticală ale pereţilor se dezvoltă prin deformarea elementelor după decofrare, datorită unei depozitări necorespunzătoare.

Din execuţia lucrărilor prezentate se desprind următoarele concluzii:

★ procedeul asigură creşterea indicelui de industrializare prin transferul în ateliere al unui volum important de lucrări de finisaje şi instalaţii;

★ montajul simplu şi comod, datorită stabilităţii elementelor spaţiale, duce la reducerea termenelor de execuţie;

★ procedeul duce la reducerea consumului de beton şi, implicit, la reducerea greutăţii construcţiilor cu cca 5—10 % faţă de procedeul cu panouri mari.

BIBLIOGRAFIE

[1] Moldovan E., Borş I., Velcu G., Liess E., Zikeli Fr.: *Element spaţial prefabricat monolit din beton armat pentru construcţii. Instalaţie şi procedeu pentru realizarea lui.*

[2] Moldovan E., Borş I., Velcu G., Liess E., Zikeli Fr.: *Instalaţie şi tehnologie de execuţie industrială a elementelor spaţiale din beton armat.* A IV-a conferinţă de betoane, 1971.

[3] Moldovan E., Borş I., Velcu G., Liess E.: *Procedeu de prefabricare a construcţiilor cu elemente spaţiale din beton armat.* A IV-a conferinţă de betoane, 1971.

[4] Avram C., Grüner I., Deutsch I., Fredrich R., Rotaru G., Renath I.: *Incercarea unor elemente de beton armat cu funcţiuni multiple, a monolitizărilor acestora şi prelucrarea datelor experimentale.* Referat Nr. 17 467 /1969.

[5] Avram C. ş.a.: *Incercări asupra unor elemente spaţiale din beton armat şi asupra conlucrării lor cu monolitizările în structurile de rezistenţă.* A IV-a conferinţă de betoane, 1971.

[6] Avram C., Anastasescu D., Mîrşu O., Munteanu I.: *Cercetări privind calculul şi comportarea structurilor înalte realizate din cadre — diafragme de beton armat supuse la sarcini orizontale.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţie Nr. 5, 1969.

[7] Avram C., Făcăoaru I., Filimon I., Mîrşu O., Tertea I.: *Rezistenţele şi deformaţiile betonului.* Bucureşti, Ed. tehnică, 1971.

[8] Agent R.: *Sisteme reticulare nedeterminate.* Bucureşti, Ed. tehnică, 1970.

[9] Hangan M.: *Construcţii de beton armat.* Bucureşti, Ed. tehnică, 1963.

[10] Mazilu P.: *Statica construcţiilor.* Vol. II. Bucureşti, Ed. tehnică, 1959.

[11] Keintzel E.: *Metode simplificate pentru calculul construcţiilor multietajate.* Bucureşti, Ed. tehnică, 1969.

[12] Gende M., Tambute C.: *Constructions industrialisées de la Société de Grands Travaux de l'Est.* Analles de l'I.T.B.T.P. nr. 262, oct. 1969.

[13] * * * *Recomandări internaţionale unificate (C.E.B., C.I.B. şi U. E. A. t. c.) pentru calculul şi execuţia structurilor din panouri mari monolitizate.* C.D.C.A.S. 1971

[14] * ** *Normativ pentru proiectarea construcţiilor civile şi industriale din regiuni seismice, P. 13—70.*

[15] * * * *Măsurători acustice la blocuri de locuinţe din elemente spaţiale.* Referat INCERC 1809/69.

[16] *Indicaţii provizorii pentru proiectarea structurilor cu diafragme din beton armat la clădiri etajate.* Proiect nr. PT 916—91 C.S.E.A.L.

[17] * * * *Calculul elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat. Metoda la stări limită.* STAS 8 000—69

CZ 518.5:69.009.183

O METODĂ MATEMATICĂ DE MĂSURARE A CALITĂŢII EXECUŢIEI LUCRĂRILOR DE CONSTRUCŢII

Prof. ing. **RĂDUCANU CIOROIU**, asist. ing. **FLORIN DOBRESCU**
Institutul de construcţii Bucureşti

Lector ing. **MARCEL STOICA**
Academia de studii economice

Într-un articol anterior am arătat că, în construcţii, eficienţa economică a investiţiilor se analizează mai ales pe baza criteriului cantitativ; normal este să se analizeze şi pe baza criteriului calitativ [1].

Faptul că nu s-au introdus ambele criterii de apreciere ne face să ne gîndim la insuficienţa instrumentului matematic şi nicidecum la incomensurabilitatea calităţii [2].

Calitatea se poate măsura prin indici şi prin caracteristici tehnice. Este nevoie, în prealabil, să definim aceşti indici măsurabili ai calităţii, precum şi să stabilim caracteristicile tehnice de bază.

Este cunoscut faptul că în construcţii calitatea a început să fie măsurată prin metode statistico-matematice, dar numai parţial şi în mod deosebit la semifabricate (mortare, betoane) şi la prefabricate [3], [4], [5]. Cu ocazia recepţiei se atribuie lucrării un calificativ mai mult sau mai puţin obiectiv, care caracterizează calitatea de ansamblu a construcţiei.

O metodă matematică pentru calculul calităţii globale a construcţiilor, capabilă să înlăture aproximaţia aprecierii prin calificative şi să reflecte calitatea prin suma componentelor sale, în prezent nu există.

Autorii îşi propun să prezinte în acest articol o metodă matematică pentru estimarea calităţii de ansamblu a execuţiei construcţiilor folosind teoria utilităţii.

Metoda propusă are rolul de a introduce şi în construcţii gîndirea modernă de analiză a fenomenelor pe baze matematice, urmată de sinteza globală a acestora.

★

Pentru a analiza calitatea este necesar mai întîi s-o definim. Calitatea unei construcţii este reprezentată de calitatea producţiei al cărei produs este însăşi construcţia.

Prin calitatea producţiei se înţelege însuşirea produselor de a corespunde destinaţiei lor, de a fi în concordanţă cu nevoile economiei naţionale, cu prescripţiile tehnice, cu standardele, cu proiectele şi cu exigenţele beneficiarilor cărora le sînt destinate [6].

Calitatea producţiei în construcţii înseamnă: betoane de marca cerută, elemente de construcţie care să corespundă proiectelor sub aspectul rezistenţei, dimensiunilor, precum şi zidării, izolaţii, finisaje perfecte. Aspectul estetic este, de asemenea, o componentă a calităţii producţiei.

Toate aceste componente ale calităţii producţiei le vom denumi, în metoda pe care o vom expune, criterii de calitate.

INDICI DE CALITATE. CARACTERIZAREA CALITĂŢII EXECUŢIEI LUCRĂRILOR DE CONSTRUCŢII CU AJUTORUL INDICILOR

Privită sub aspectul investiţiilor, calitatea execuţiei este un indicator. Pentru caracterizarea fiecărui aspect calitativ al construcţiilor vom folosi indici parţiali.

Unii dintre aceşti indici sînt definiţi, aşa cum este indicele de realizarea mărcii betoanelor; alţii, marea majoritate, nu sînt definiţi şi vor fi definiţi în cuprinsul prezentului articol.

Indicii de calitate sînt cuantificabili, reprezentînd cifre, sau necuantificabili, reprezentînd calificative.

Indicele de realizare a mărcii betoanelor, r^k, reprezintă criteriul de apreciere a calităţii betonului şi este dat de formula $r^k = \frac{R^k}{R_b}$, conform STAS 7181/1—71, în care R^k reprezintă rezistența caracteristică a betonului, sub care se situează maximum 5% din cazuri (nivelul de încredere este 95%), și R_b reprezintă marca betonului. Pentru un asemenea nivel de siguranță se poate accepta o distribuție normală Gauss — Laplace a rezultatelor încercărilor și, ca urmare, rezistența caracteristică se determină cu ajutorul relației

$$R^k = \overline{R}\,(1 - t \cdot C_v)$$

în care

$\overline{R}$ = rezistența medie,
t = un coeficient cu valori cuprinse între 1,64 și 1,70
C_v = coeficientul de variație.

După cum se știe, indicele de realizare a mărcii rezultă din prelucrări statistico-matematice și interpretarea rezultatelor conform STAS.

Indicii următori de calitate de care ne vom folosi în metoda propusă îi vom defini astfel ca să reprezinte cifre cuprinse între 0 (minimum) și 1 (maximum), avantajîndu-ne în desfășurarea calculului, deoarece utilitățile se consideră a fi valori numerice variind între 0 și 1.

Din punct de vedere al criteriului respectării dimensiunilor la elementele principale, vom defini un indice de calitate pentru dimensiuni I_{C_d}

$$I_{C_d} = 1 - \frac{N_{a_N}}{N_T}$$

în care

N_{a_N} = numărul elementelor cu abateri neacceptabile
N_T = numărul total de elemente de construcție (grinzi, stîlpi etc.)

Se consideră abateri neacceptabile la elementele prefabricate din beton și beton armat cele indicate în STAS 6657/2-70.

În standardul sus-amintit este indicată metoda de verificare statistică a dimensiunilor, stabilind în 4 tabele toleranțele admisibile în funcție de valoarea fracțiunii necorespunzătoare p_1 admise.

Valorile p_1 sînt cuprinse între 0,5% și 4%. În mod similar se pot stabili toleranțele admisibile pentru celelalte elemente de construcție din beton armat monolit.

Valorile indicelui I_{C_d} pot fi cuprinse între 0 și 1.

Calitatea zidăriilor este caracterizată de indicele de calitate pentru zidării:

$$I_{C_z} = 1 - \frac{\text{volum de zidărie refăcut}}{\text{volum total de zidărie}}.$$

În cazul cînd zidăria nu corespunde sub aspectul verticalității sau sub aspectul rosturilor, ea urmează să se refacă. Prin grija controlorilor de calitate și a dirigintelui trebuie evidențiat volumul de zidărie refăcut.

I_{C_z} poate lua valori între 0 și 1.

De exemplu, dacă volumul de zidărie refăcut reprezintă 1% din volumul total, indicele de calitate al zidăriei $I_{C_z} = 1 - 0{,}01 = 0{,}99$

Pentru măsurarea calității izolațiilor vom defini un indice de calitate al izolațiilor astfel:

$$I_{C_i} = 1 - \frac{\text{suprafață remediată}}{\text{suprafață totală}}.$$

De exemplu, este important ca terasele de acoperiș să fie izolate perfect. Dacă la proba de inundare rezultă că o anumită suprafață este prost izolată, ea se va remedia evidențiindu-se suprafața desfăcută.

Valorile indicelui I_{C_i} sînt cuprinse tot între 0 și 1.

Criteriul de măsurare a calității finisajelor cuprinde trei indici, corespunzători fiecăreia din operațiile: tencuieli, zugrăveli, vopsitorii.

Se vor evidenția suprafețele cu defecte.

Din categoria defectelor se poate considera că fac parte abaterea de la planitate, suprafața cu ciupituri, petele de culoare etc.

Propunem calcularea următorilor indici de calitate ai finisajelor:

— pentru tencuieli, indicele de calitate al tencuielilor

$$I_{C_t} = 1 - \frac{\text{suprafața cu defecte la tencuieli}}{\text{suprafața totală}}$$

— pentru zugrăveli, indicele de calitate al zugrăvelilor

$$I_{C_{zv}} = 1 - \frac{\text{suprafața cu defecte la zugrăveli}}{\text{suprafața totală}}$$

— pentru vopsitorii, indicele de calitate al vopsitoriilor

$$I_{C_v} = 1 - \frac{\text{suprafața cu defecte de vopsitorii}}{\text{suprafața totală}}$$

Cei trei indici de calitate ai finisajelor iau valori cuprinse între 0 și 1.

Calitatea pardoselilor este caracterizată de indicele de calitate al pardoselilor I_{C_p} care se calculează în funcție de raportul dintre suprafața cu defecte și suprafața totală:

$$I_{C_p} = 1 - \frac{\text{suprafața cu defecte la pardoseli}}{\text{suprafața totală a pardoselilor}}$$

În mod deosebit, la pardoselile care au pante de scurgere către sifoanele de pardoseală interesează suprafaţa pe care nu s-a realizat corect panta.

I_{c_p} are valori cuprinse între 0 şi 1.

Pentru criteriul de comparare a calităţii, sub aspect estetic, al interioarelor, cît şi al exteriorului propunem atribuirea următoarelor calificative : excepţional, foarte bine, bine, suficient, slab. Lărgirea gamei de calificative contribuie la o apreciere mai exactă a calităţii.

Indicii prezentaţi mai sus caracterizează calitatea construcţiei constatată la recepţia provizorie.

Pentru constatarea calităţii construcţiei în perioada de garanţie se defineşte un indice de calitate măsurat prin valoarea remedierilor, I_{c_r} :

$$I_{c_r} = 1 - I_r$$

în care I_r = indice de remedieri şi este dat de formula :

$$I_r = \frac{\text{valoarea remedierilor în perioada de garanţie (în lei)}}{\text{valoarea producţiei c + m (în milioane)}} =$$

$$= \frac{\text{lei}}{\text{milion lei}} .$$

Limita superioară a indicelui I_{c_r} tinde către valoarea 1, iar limita inferioară către valoarea 0.

Acest ultim indice înglobează în valoarea lui toate defectele de calitate ascunse sau care n-au fost evidenţiate prin indicii de calitate explicitaţi, dar care apar în timpul anului de garanţie.

Recurgerea la un număr mai mare de indicatori decît calificativele acordate pînă în prezent este necesară, nu numai pentru caracterizarea riguroasă de ansamblu a calităţii execuţiei unei construcţii, ci şi pentru cunoaşterea aspectelor parţial semnificative, în scopul desprinderii principalilor factori care contribuie la calitatea sau lipsa de calitate a construcţiei analizate.

În felul acesta apare posibilitatea descoperirii măsurilor interne pe care trebuie să le ia constructorul în scopul îmbunătăţirii calităţii construcţiei.

METODA PROPUSĂ PENTRU CALCULUL UNUI INDICATOR GLOBAL AL CALITĂŢII EXECUŢIEI CONSTRUCŢIILOR

Am arătat în capitolul anterior caracterul eterogen al indicilor cu ajutorul cărora este caracterizată calitatea execuţiei lucrărilor de construcţii.

O parte din indici reprezintă cifre şi altă parte reprezintă simple calificative.

Dacă s-ar putea aduna aceşti indici cu moduri diferite de exprimare, am putea da o exprimare sintetică într-un singur indicator al ansamblului caracteristicilor calitative ale construcţiei, obţinînd în acest mod o măsură generală a calităţii producţiei în construcţii.

Rezolvarea problemei sumării acestor valori eterogene pentru obţinerea unui indicator global al calităţii execuţiei întregii construcţii devine posibilă cu ajutorul teoriei utilităţii. Aplicaţii ale acestei teorii au fost expuse la noi în ţară în lucrări de dată recentă, îndeosebi în legătură cu decizia privind eficienţa economică a investiţiilor [1], [7], [8].

Metoda pe care o propunem constă în adunarea indicilor parţiali de calitate definiţi mai sus, ţinînd seama de regulile teoriei utilităţii, într-un singur indice global de calitate.

Prima parte a problemei constă în centralizarea indicilor de calitate într-o tabelă. Se lucrează întabulat.

Cu ajutorul datelor tehnice şi statistice existente (în cazul mărcii betoanelor furnizate de o staţie) sau care urmează să se evidenţieze pe şantier se calculează indicii de calitate, iar valorile acestor indici se înscriu în ***tabela 1*** (tabela indicilor de calitate), conform modelului indicat.

A doua parte a problemei constă în exprimarea valorilor utilităţii. Cu alte cuvinte, se calculează utilitatea, sub aspectul calităţii, a fiecărui indice şi se completează *tabela 2* a utilităţilor. Utilităţile se consideră a fi valori numerice variind între 0 (minim) şi 1 (maxim).

Se operează pe coloane. În coloana 1 se completează valoarea utilităţii indicelui de îndeplinirea mărcii, r^k. Valoarea r^k se compară cu valoarea normată r^k_n din STAS.

Trebuie îndeplinită condiţia $r^k > r^k_n$ pentru calitate.

Dacă $r^k \leqslant r^k_n$ betonul este necorespunzător.

Deci $r^k_{\text{minim admis}} = r^k_n$

Se convine că valoarea utilităţii unui indice de realizare a mărcii betonului r^k egal cu valoarea normată r^k_n este nulă, adică

$$u(r^k_{\min}) = u(r^k_n) = 0$$

Valorile r^k_n se dau în STAS în funcţie de coeficientul de variaţie $c_v\%$

$$c_v = \frac{S}{\overline{R}}$$

unde

S = abaterea medie patratică,
$\overline{R}$ = rezistenţa medie a seriilor.

Atît pentru S cît şi pentru $\overline{R}$ se dau formule de calcul în STAS 7181/1—71.

Valorile r^k_n

c_v %	15	20	25	30
r^k_n	0,70	0,75	0,80	0,90

Tabela 1

Tabela indicilor de calitate

Criteriul indici de calitate / Construcţia (obiectul)	Calitatea se referă la :													
	C1			C2	C3	C4	C5			C6	C7		C8	... Cm
	Rezistenţă (betoane)			Respectarea dimens. la elementele principale	Zidării	Izolaţii	Finisaje			Pardoseli	Estetica		Valoarea remedierilor în perioada de garanţie	
	Fundaţii	Schelet de rezist. din b.a.	Acoperiş de b.a.				Tencuieli	Zugrăveli	Vopsitorii		În interior	În exterior		
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	...m
1	r^k	r^k	r^k	I_{C_d}	I_{C_z}	I_{C_i}	I_{C_t}	$I_{C_{zv}}$	I_{C_v}	I_{C_p}	Calificativ	Calificativ	$I_{C_r} = 1 - I_r$	
.														
.														
.														
.														
n														

$I_{Cd} = 1 - \frac{\text{Nr. elemente cu abateri neacceptabile}}{\text{Nr. total elemente}}$ $\quad I_{C_z} = 1 - \frac{V_r}{V_{total}}$ unde V_r = volum refăcut $\quad I_{C_t} = 1 - \frac{S_r}{S_{totală}}$ unde S_r = suprafaţa remediată

Într-un caz concret, pentru $c_v = 19\%$ şi $r^k = 0{,}85$ rezultă din tabel valoarea normată $r_n^k = 0{,}74$

$$r^k_{\text{min.admis}} = r^k_n = 0{,}74$$

deci $$u(r^k_n = 0{,}74) = 0$$

Se defineşte $r^k_{\text{max.}}$ ca o valoare simetrică a lui $r^k_{\text{min.admis}}$ faţă de valoarea medie $\overline{R}$ pe curba lui Gauss (fig. 1).

Se poate considera $u(r^k_{\text{max.}}) = 1$

Pentru orice valoare $r^k > r^k_{\text{max.}}$ se ia $u(r^k) = 1$.

Admitem pentru simplificarea calculului o variaţie liniară şi obţinem $u\ (r^k) = 0{,}42$. Deci, valoarea utilităţii indicelui de realizare a mărcii $r^k = 0{,}85$ sub aspect calitativ este de 0,42. În coloana 1 a tabelei 2 se completează cifra 0,42.

Procedeul este identic pentru coloanele 2 şi 3.

Aşa cum am mai arătat, indicii din coloanele 4,5...10 au fost definiţi încă de la început astfel încît, pentru calitatea maximă, fiecare dintre indici să ia valoarea 1, iar pentru calitatea minimă să ia valoarea 0.

În acest caz, valoarea fiecărui indice reprezintă însăşi valoarea utilităţii ; ca urmare, în tabela 2 se transcriu aceleaşi valori din tabela 1. Acest procedeu reprezintă o simplificare substanţială a calculului valorilor utilităţii.

Pentru completarea coloanelor 11 şi 12 se înlocuiesc calificativele cu cifre cuprinse între 0 şi 1, care reprezintă valorile utilităţii, după următoarea corespondenţă :

Calificativul de calitate :	Excepţional,	f.bine,	bine,	suf.	slab
Utilitatea calităţii	1	0,75	0,5	0,25	0

Ultima coloană a tabelei 2 reprezintă valoarea utilităţii indicelui de calitate al remedierilor, I_{C_j}.

Întrucît I_{C_r} a fost definit astfel încît să ia valoarea maximă 1 şi valoarea minimă 0, valoarea lui este identică cu valoarea utilităţii şi se transcrie direct în tabela 2 fără altă transformare.

Tabela 2, a utilităţilor, va avea în fiecare coloană cifre cuprinse între 0 şi 1.

A treia parte a problemei constă în considerarea unui criteriu-sinteză care să însumeze valorile utilităţilor tuturor criteriilor. Corespunzător acestui criteriu-sinteză apare un indice global al calităţii.

Valorile utilităţilor privind mai multe criterii se pot aditiva dacă se respectă condiţiile :

— criteriile trebuie să fie independente,

— criteriile nu au pondere egală.

Criteriile se pot considera independente datorită recepţiilor după fiecare fază care corespunde unui criteriu de calitate.

Adunarea valorilor utilităţilor se face ponderînd, în prealabil, valorile cu coeficienţi de importanţă relativă a criteriilor.

Tabela 2

Tabela utilităților

Criteriul Construcția (obiectul)	UTILITĂŢI DIN PUNCT DE VEDERE AL CRITERIULUI :													
	C_1			C_2	C_3	C_4	C_5			C_6	C_7		C_8	...Cm
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	...m
1	0,42	0,5	0,6	0,9	0,9	0,8	0,9	1,0	0,9	0,7	0,9	0,8	0,8	
2														
.														
.														
.														
.														
n														

Tabela 3

Utilități ponderate și de sinteză

Criteriul Construcția (obiectul)	C_1			C_2	C_3	C_4	C_5			C_6	C_7		C_8	...Cm	I_{C_G}
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	...m	
1	0,6	0,8	0,9	1,3	1,3	1,2	1,1	1,2	1,1	0,8	0,9	0,8	1,1	–	**13,1**
2															
.															
.															
.															
.															
n															

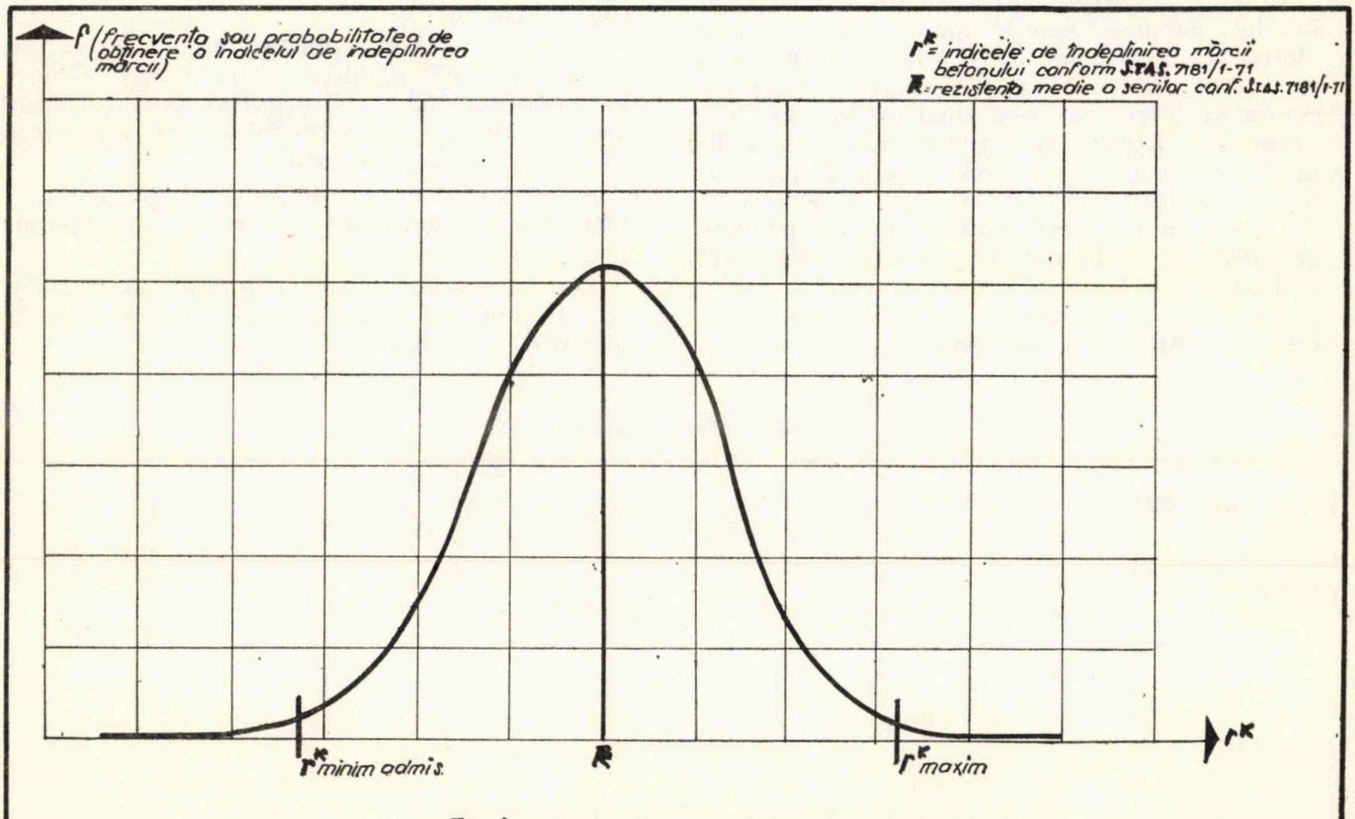


Fig 1 - Variaţia indicelui de îndeplinirea mărcii betonului r^k

Pentru ponderea importanței relative a criteriilor, fiecărui criteriu îi vom acorda un coeficient K_j, astfel ca pentru criteriul de importanță minimă să avem $K_j = 1$. Admitem pentru criteriul de importanță maximă coeficientul $K_j = 1{,}5$. Cu acești coeficienți K_j vom multiplica valorile utilităților din tabela 2, înscriind produsele în tabela 3.

Sumînd pe orizontală utilitățile ponderate cu coeficienții de importanță relativă a criteriilor de calitate, obținem indicatorul global al calității producției de construcții

$$I_{CG} = \sum_{j=1}^{m} K_j \cdot u_j$$

în care $K_j =$ coeficient de pondere sau de importanță relativă

$u_j =$ valoarea utilității.

Pentru valoarea coeficienților de pondere se face următoarea propunere :

$K_1 = K_4 = 1{,}5$: Cu alte cuvinte, se acordă importanța maximă calității elementelor de rezistență și calității izolațiilor.

$K_2 = K_3 = K_8 = 1{,}4$: Ponderea criteriilor de calitate care se referă la respectarea dimensiunilor elementelor principale, la zidării și la remedieri.

$K_5 = K_6 = 1{,}2$: Ponderea criteriilor de calitate a finisajelor și pardoselilor.

$K_7 = 1$: Ponderea criteriilor calității sub aspect estetic.

A patra și ultima parte a problemei constă în determinarea valorii maxime a indicelui global al calității sau, altfel spus, nota maximă pe care ar putea s-o obțină construcția la recepția definitivă în cazul unei calități ideale a producției. Acest indice global maxim al calității construcției se compară cu indicele global al calității calculat anterior în tabela 3. Tendința în ridicarea calității producției este de micșorare a diferenței dintre cei doi indici globali.

În tabela 4 se dau valorile maxime posibile ale utilităților ponderate.

Se observă că pentru obținerea indicelui global al calității se ponderează valorile utilităților maxime (care totdeauna au valoarea 1) cu coeficienții de importanță relativă și se sumează produsele, ceea ce revine la sumarea coeficienților de pondere K_j.

Din sumarea utilităților maxime ponderate rezultă $I_{CG_{max}} = 17$.

Totuși, a compara valoarea indicelui global al calității 13,1 cu valoarea indicelui maxim de 17,0 nu este suficient de sugestiv ; de aceea vom transforma valoarea maximă a indicelui global al calității astfel încît să reprezinte cifra 100.

Transformarea comportă două operații simple, și anume de înmulțire a valorilor din tabela 4 cu cifra 100 și de împărțire cu cifra 17 (vezi tabela 6).

În acest mod, coeficienții de pondere vor avea următoarele valori :

$$K_1' = K_4' = 8{,}90$$

$$K_2' = K_3' = K_8' = 8{,}20$$

$$K_5' = K_6' = 7{,}00$$

$$K_7' = 5{,}90$$

Acești coeficienți vor multiplica valorile utilităților din tabela 2 și vom obține valorile utilităților ponderate și de sinteză transformate din tabela 5.

În acest mod am obținut valori sugestive.

Dacă indicele global al calității este 77 față de nota maximă a calității 100, putem afirma despre calitatea construcției că ea reprezintă 77% din calitatea maximă.

S-a creat astfel posibilitatea măsurării calității întregii construcții pe baza unei metode matematice.

Pentru a se putea aplica în practică metoda, este necesar ca încă de la proiectare să se ia următoarele măsuri :

Tabela 4

Utilități maxime ponderate

Criteriul / Construcția (obiect.)	C_1			C_2	C_3	C_4	C_5			C_6	C_7		C_8	...Cm	I_{CGmax}
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	...m	
1	1,5	1,5	1,5	1,4	1,4	1,5	1,2	1,2	1,2	1,2	1,0	1,0	1,4		17
2															
.															
.															
.															
.															
n															

Tabela 5

Utilităţi ponderate şi de sinteză (transformate)

Criteriul / Construcţia (obiectul)	C_1			C_2	C_3	C_4	C_5			C_6	C_7		C_8	...Cm	I_{CG}
1	0	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	...m	
1	3,74	4,45	5,34	7,38	7,38	7,12	6,30	7,00	6,30	4,90	5,31	4,72	6,56		76,50 ~77
2															
.															
.															
.															
n															

Tabela 6

Utilităţi maxime ponderate (transformate)

Criteriul / Construcţia (obiectul)	C_1			C_2	C_3	C_4	C_5			C_6	C_7		C_8	...Cm	I_{CGmax}
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	...m	
1	8,9	8,9	8,9	8,2	8,2	8,9	7,0	7,0	7,0	7,0	5,9	5,9	8,2		100
2															
.															
.															
.															
n															

- proiectele să conţină tabele 1, 2 şi 5 sub formă de fişe obligatorii de completat pentru constructor, cu indicarea formulelor de calcul pentru indicii de calitate;
- indicele global maxim al calităţii, determinat cu ajutorul tabelei 6, să fie calculat de proiectant şi să fie ataşat la proiect.

Preocuparea pentru îmbunătăţirea calităţii în construcţii nu poate fi concepută fără o analiză ştiinţifică şi o caracterizare globală a calităţii producţiei la nivelul centralelor, precum şi fără impunerea prin proiectare a unui anumit indice al calităţii care să reprezinte tendinţa de progres.

★

Prezentul articol reprezintă un studiu iniţial în domeniul măsurării calităţii şi nu are pretenţia de a fi epuizat problema; urmează ca specialiştii să completeze acest studiu.

Pentru ca studiul să fie întregit, considerăm necesară completarea, în fazele următoare ale sale, cu limitele sub care lucrarea să fie considerată ca necorespunzătoare din punct de vedere calitativ.

Dată fiind marea varietate a construcţiilor şi domeniile foarte largi de comportare a construcţiilor, considerăm, de asemenea, că acestea ar putea fi eventual stabilite în urma unor discuţii cu specialiştii din domeniul respectiv pentru concretizarea parametrilor care urmează a fi luaţi în considerare.

CONCLUZII ŞI PROPUNERI

- Calitatea producţiei în construcţii se poate măsura prin indici.
- Metodele statistico-matematice ne dau posibilitatea analizării calităţii producţiei în scopul îmbunătăţirii continue a acesteia.

- În articol propunem o metodă de calcul al unor indici măsurabili ai calităţii diferitelor procese de construcţii, precum şi al unui indice global de calitate pentru întreaga construcţie.

- Folosind indicele global al calităţii propus, s-a calculat valoarea maximă a acestuia, care poate constitui un indice plafon în măsurarea calităţii construcţiilor.

- Introducerea, încă de la proiectare, a măsurilor propuse în ultima parte a articolului ar contribui la analizarea ştiinţifică şi la măsurarea pe baze matematice a calităţii construcţiilor în scopul îmbunătăţirii acesteia.

BIBLIOGRAFIE

1] Cioroiu R., Dobrescu Fl. : *Propunerea unei metode de estimare a eficienţei economice a investiţiilor folosind teoria utilităţii.* Revista ,,Construcţii'' nr. 1/1971.

[2] Maliţa M. : *Discurs despre calitate.* ,,Scînteia'' din 8 martie 1972.

[3] — STAS 7181/1—71 : *Incercări pe betoane. Prelucrarea şi interpretarea rezultatelor.*

[4] — STAS 6657/2—70 : *Elemente prefabricate din beton şi beton armat. Metoda de verificare statistică a dimensiunilor.*

[5] — STAS 6657/1—70 : *Elemente prefabricate de beton şi beton precomprimat. Condiţii generale.*

[6] Rancu N., Tövissi L. : *Analiza statistico-matematică a calităţii producţiei industriale.* Ed. Ştiinţifică, Bucureşti, 1964.

[7] Cioroiu R., Boldur Gh. : *Un indicator global al eficienţei investiţiilor determinat cu ajutorul teoriei utilităţii. Studii şi realizări în sprijinul proiectării şi execuţiei.* Probleme actuale în organizarea ştiinţifică în construcţii, CDCAS, Bucureşti, 1970

[8] Boldur Gh. : *Procese informaţionale şi de decizie în economie.* Ed. Ştiinţifică, Bucureşti, 1969.

Dat fiind interesul deosebit al problemei ce se ridică în acest articol, Redacţia pune la dispoziţie paginile revistei tuturor specialiştilor care doresc să-şi aducă contribuţia la discutarea, perfecţionarea sau completarea metodei propuse.

Noul cartier de locuinţe Gheorghieni din Cluj. Vedere parţială

CZ 69.008:728.1

REDUCEREA CONSUMURILOR DE MATERIALE ŞI MANOPERĂ LA LOCUINŢELE PROIECTATE IN MUNICIPIUL BUCUREŞTI

Realizări ale Institutului „Proiect Bucureşti"

Ing. **EMANUEL CAPPON**, ing. **MIHAI SUCIU** – I.P.B.

Problema construcţiilor de locuinţe în municipiul Bucureşti, datorită volumului sporit an de an, a pus în faţa proiectanţilor din Institutul „Proiect Bucureşti" complexe probleme tehnico-economice.

În acest sens, directivele de partid şi de stat au constituit cotituri importante în ceea ce priveşte îmbunătăţirea calităţii proiectării construcţiilor de locuinţe.

Astfel, directivele Congresului al IX-lea al P.C.R. au pus accent pe extinderea folosirii prefabricatelor, a materialelor înlocuitoare uşoare şi pe creşterea eficienţei economice a investiţiilor.

Directivele Congresului al X-lea al P.C.R. prevăd extinderea folosirii proiectelor-tip, reducerea consumului de cherestea în construcţii, folosirea unor cantităţi sporite de materiale înlocuitoare din mase plastice.

Aceste directive au fost concretizate prin indicaţiile date cu ocazia Plenarei C.C. al P.C.R. din decembrie 1969 privind reducerea consumurilor de metal şi lemn, precum şi la consfătuirea de lucru cu cadrele de conducere şi specialişti din institutele de proiectări şi cercetări din construcţii şi industrie din mai 1972.

Dacă în anul 1959 s-au proiectat în cadrul institutului cca 6 500 de apartamente, în anii 1970–1971 s-au proiectat cîte 25 000 de apartamente în fază de proiect de execuţie.

Creşterea volumului construcţiilor de locuinţe, precum şi necesitatea de a se obţine reduceri ale consumului de materiale de construcţii şi de manoperă, a determinat pe proiectanţi să caute sisteme noi care să corespundă acestor cerinţe.

În cele ce urmează vom arăta rezultatele obţinute pe linia reducerii consumului de oţel-beton, material lemnos şi manoperă, precum şi căile care au dus la aceste rezultate.

Deoarece la blocurile de locuinţe proiectate în I.P.B. deosebim două regimuri de înălţimi (P + 4 etaje şi P + 10–11 etaje) vom analiza separat rezultatele obţinute la fiecare în parte.

a) **Clădiri înalte (P + 10 – 11 etaje)** (a se vedea tabela 1)

Încă din cursul anului 1959 s-a preconizat, în vederea reducerii consumului de oţel-beton şi de material lemnos, trecerea de la soluţia constructivă clasică a structurii de beton armat cu cadre, la structură de beton armat cu placă groasă, stîlpi şi diafragme antiseismice.

Acest sistem constructiv, aplicat pentru prima dată în ţară de I.P.B., a permis reducerea cu peste 13% a consumului de oţel-beton, iar prin utilizarea cofrajelor refolosibile s-a obţinut o reducere de cca 20% a consumului de cherestea.

Ulterior, sistemul a evoluat, blocurile fiind proiectate cu planşee de 12 cm grosime, menţinîndu-se diafragmele antiseismice, iar prin modularea traveelor s-a permis utilizarea cofrajelor din panouri de inventar în proporţie de peste 90%, fapt care a dus la o reducere masivă a consumului de material lemnos.

Tot pe linia reducerii consumului de material lemnos, din cursul anului 1960 s-a trecut la înlocuirea substratului din scînduri pentru montarea parchetului, cu plăci de fibrobeton.

Toate aceste măsuri complexe au dus la o scădere considerabilă a consumului de material lemnos. Astfel, de la un consum de 3,750 m^3 lemn ecarisat pentru un apartament mediu de 2 camere la blocurile cu cadre din beton armat proiectate în anul 1959, s-a ajuns la finele anului 1963 la 0,870 m^3/apartament.

Tabela 1

Indicii de consum de oţel-beton, lemn şi manoperă pe m² arie desfăşurată şi apartament mediu de 2 camere, rezultaţi la blocurile de locuinţe cu multe niveluri (S + P + 1o etaje) proiectate în I.P.B.

Anul	Denumirea sistemului constructiv	Unitatea de referinţă	Oţel-beton (echivalent OB 38) kg	Material lemnos		Manopera în ore efective
				Ecarisat m³	Rotund m³	
1959	Cadre şi planşee din beton armat monolit	m² Ad.	30	0,056	0,012	35
		ap. 2 cam.	2050	3,750	0,800	2450
1960	Structură b.a. monolit cu planşee tip dală şi diafragme antiseismice	m.² Ad.	26	0,045	0,012	32
		ap. 2 cam.	1750	3,000	0,800	2150
1963	Structură b.a. monolit tip fagure, cu diafragmele turnate în cofraje tego	m.² Ad.	23	0,013	0,002	30
		ap. 2 cam.	1550	0,870	0,140	2000
	Structură b.a. monolit tip fagure cu pereţi turnaţi în cofraje glisante	m² Ad.	24,5	0,08	0,0017	28
		ap. 2 cam.	1650	0,540	0,120	1850
1967	Structură b.a. monolit tip fagure turnată în cofraje spaţiale	m² Ad.	22,5	0,003	0,0006	24
		ap. 2 cam.	1500	0,200	0,040	1600
	Structură b.a. tip fagure cu diafragmele turnate în cofraje plane, planşee şi panouri de faţadă prefabricate	m² Ad.	26	0,0035	0,0006	21
		ap. 2 cam.	1750	0,230	0,040	1400
1971	Structură b.a. tip fagure cu diafragmele turnate în cofraje plane, planşee, grinzi şi panouri de faţadă prefabricate	m.² Ad.	27	0,003	0,0002	20,5
		ap. 2 cam.	1800	0,200	0,014	1380

De asemenea, consumul de oţel-beton pentru un apartament mediu de 2 camere scade de la cca 2 000 kg la 1 600—1 700 kg.

Începînd din anul 1962, procedeul de turnare a blocurilor în cofraje glisante a cunoscut an de an o extindere din ce în ce mai mare.

Această metodă de lucru, caracterizată printr-un proces industrializat de execuţie, a permis reducerea cu cca 40 % a consumului de lemn, adică de la 0,870 m³/apartament, la 0,540 m³/apartament, rezultînd însă un consum sporit de oţel-beton cu cca 6 % faţă de procedeul anterior.

Sistemul de cofraje glisante a determinat însă şi unele dificultăţi în execuţie, legate de pozarea termoizolaţiei şi a armăturii, precum şi de poziţionarea golurilor.

Pentru a se permite înscrierea în normele de consum de cherestea, din ce în ce mai reduse, în anii 1966—67 s-a preconizat introducerea diferitelor sisteme de cofraje metalice de inventar.

Iniţial s-a proiectat sistemul de cofraje metalice spaţiale (tunel), la care consumul de cherestea scade la cca 0,200 m³/apartament.

Datorită greutăţilor ce s-au ivit în execuţie în legătură cu aplicarea cofrajelor spaţiale, precum şi consumului mare de metal ce-l necesită pentru confecţionarea cofrajelor, sistemul nu s-a extins.

În cursul anului 1967 s-au proiectat sisteme de cofraje metalice plane de dimensiunea pereţilor camerelor. Acest sistem de cofrare a diafragmelor, mult mai uşor de manipulat, şi care, pentru confecţionare, consumă jumătate din greutatea laminatelor utilizate la cofrajele spaţiale, a fost combinat cu elemente prefabricate de planşee şi pereţi exteriori (de faţadă). Se observă la acest sistem un consum mai ridicat cu 8—10 % la oţel-beton, datorită introducerii elementelor prefabricate, faţă de structura similară din beton armat monolit, consumul fiind însă redus cu 20 % faţă de structura în cadre.

Datorită avantajelor pe care le prezintă sistemul de cofraje plane în combinaţie cu utilizarea prefabricatelor de planşee şi faţade, atît din punct de vedere al economiei de material lemnos, cît şi din punct de vedere al execuţiei prin mărirea productivităţii muncii, această metodă s-a extins foarte mult în ultimii 2 ani, ajungînd la cca 8 000 de apartamente proiectate anual.

Pe măsura dotării întreprinderilor cu seturi de cofraje plane, celelalte sisteme de cofraje tind să dispară.

Menţionăm că în cadrul sistemului de cofraje metalice plane, în vederea reducerii substanţiale a consumului de metal necesar confecţionării, s-au proiectat elemente de cofraje plane din panouri modulate alcătuite din placaj tego cu rame metalice.

Din examinarea consumului de manoperă utilizată la fiecare din sistemele constructive arătate se constată că acesta scade substanţial pe măsura introducerii sistemelor eficiente (a se vedea tabela 1).

Dacă pentru un apartament mediu de 2 camere, la blocurile cu structură din cadre de beton armat, se consumau, în anul 1959, cca 2 450 ore efective, prin aplicarea structurilor de beton armat tip fagure, turnate în cofraje tego, manopera scade cu 500 de ore, adică aproape cu 25%.

Prin aplicarea cofrajelor glisante se obţine o reducere mărită cu încă 7%.

Prin introducerea cofrajelor plane (care măresc productivitatea muncii datorită sistemului de lucru şi eliminării tencuielilor), precum şi a elementelor prefabricate de planşee şi faţade, consumul de manoperă pe şantier a scăzut în prezent cu aproape 50% faţă de anul 1959, ajungînd la cca 1 380 ore/apartament.

a) **Clădiri joase (P+4 etaje)** (a se vedea tabela 2).

Între anii 1959—60 s-au proiectat blocuri din zidărie portantă cu puţine niveluri, avînd atît planşee monolite, cît şi prefabricate.

Începînd din anul 1961, la blocurile cu zidărie portantă s-au întrebuinţat pentru planşee numai fîşii de b.a. prefabricat tip STASA.

Consumul de lemn ecarisat la aceste blocuri, ca urmare a măsurilor luate prin înlocuirea substratului din scînduri pentru montarea parchetului cu dale de fibrobeton, a utilizării cofrajelor din panouri de inventar şi a reducerii unor consumuri specifice, a scăzut de la 2,800 m^3/apartament mediu de 2 camere, la 0,450 m^3 pe apartament în anii 1963—64.

În cursul anului 1964 s-au introdus unele măsuri suplimentare antiseismice, pentru asigurarea blocurilor prevăzute cu planşee din fîşii STASA, măsuri ce au dus la dificultăţi de execuţie şi la o creştere a consumului de oţel-beton. Din această cauză, la sfîrşitul anului 1964 s-a sistat producerea acestor fîşii, trecîndu-se la alte sisteme industrializate.

În cadrul institutului s-au mai proiectat blocuri cu P + 4 etaje cu structuri din planşee şi diafragme de beton armat monolit (sistem fagure).

Generalizarea acestui sistem constructiv nu s-a făcut în Bucureşti, ca urmare a avizelor C.S.C.A.S.

Datorită avantajelor de productivitate pe care le prezintă blocurile de locuinţe executate din panouri mari de b.a. prefabricat — consum mic de manoperă şi durată mică de execuţie, precum şi consum redus de cherestea — începînd din anul 1964 s-a extins numărul

Tabela 2

Indicii de consum de oţel-beton, lemn şi manoperă pe m^2 arie desfăşurată şi apartament mediu de 2 camere, rezultaţi la blocurile de locuinţe cu puţine niveluri (S + P + 4 etaje) proiectate în I.P.B.

Anul	Denumirea sistemului constructiv	Unitatea de referinţă	Oţel-beton (echivalent OB 38) kg	Material lemnos		Manop. în ore efective
				Ecarisat m^3	Rotund m^3	
1959	Zidărie portantă, planşee b.a. monolit	m^2 Ad.	15	0,045	0,012	33,5
		ap. 2 cam.	950	2,800	0,750	2 100
1962	Zidărie portantă cu planşee prefabricate tip STASA	m^2 Ad.	16,5	0,007	0,002	26,5
		ap. 2 cam.	1050	0,450	0,125	1650
	Zidărie portantă cu planşee b.a. monolit	m^2 Ad.	15	0,009	0,002	28,5
		ap. 2 cam.	950	0,570	0,125	1.800
1964	Structură b.a. monolit sistem celular turnată în cofraje tego.	m^2 Ad.	22,5	0,013	0,003	29
		ap. 2 cam	1400	0,810	0,190	1 850
	Panouri mari din beton armat prefabricat	m^2 Ad.	21	0,004	0,002	19
		ap. 2 cam.	1320	0,250	0,125	1180
1971	Panouri mari din beton armat prefabricat	m^2 Ad.	21	0,002	0,0002	19
		ap. 2 cam.	1320	0,125	0,013	1180

Tabela 3

Indicii de consum de material lemnos şi oţel-beton rezultaţi la milion lei construcţii – montaj, la locuinţe proiectate pe sisteme eficiente

Denumirea sistemului constructiv	Material lemnos		Oţel-beton în greutate efectivă—tone		
	ecarisat m^3	rotund m^3	Total	din care : în elemente	
				prefabr.	monolit
Structură beton armat tip fagure cu diafragme turnate în cofraje plane, cu planşee şi faţade din panouri prefabricate (blocuri P+10 etaje)	3,4	0,3	31,6	10,9	20,7
Structură beton armat monolit turnat în cofraje metalice spaţiale (blocuri P+10 etaje)	3,2	0,5	30,0	—	30,0
Blocuri din panouri mari b.a. prefabricate (blocuri P+4 etaje)	3,0	0,4	26,5	19,5	7,0

apartamentelor proiectate în acest sistem, de la cca 2 000 de apartamente, la cca 10 000 de apartamente în anul 1971.

Ca dezavantaje semnalăm consumul relativ mare de oţel-beton, respectiv cca 400 kg în plus pe apartament faţă de zidăria portantă şi costul pe apartament mai ridicat.

Consumul de manoperă la aceste clădiri a scăzut considerabil prin aplicarea ansamblului de măsuri arătate mai înainte.

Dacă la blocurile din zidărie portantă cu planşee prefabricate, în anul 1962 consumul de manoperă s-a redus cu 25% faţă de anul 1959, prin introducerea sistemului de panouri mari de planşee şi pereţi gata finisaţi manopera pe şantier a scăzut cu aproape 50% faţă de soluţiile tradiţionale.

CONCLUZII

Din cele expuse se constată că în cadrul institutului „Proiect Bucureşti" a existat o preocupare permanentă pentru găsirea de soluţii care să permită obţinerea de reduceri însemnate în ce priveşte consumurile de oţel-beton şi material lemnos, precum şi ridicarea gradului de industrializare.

În tabelul 3 se arată indicii de consum de material lemnos la milion lei construcţii-montaj obţinuţi la locuinţele proiectate cu sisteme eficiente, rezultînd că acestea se încadrează în normele de consum de material lemnos prevăzute în actualul plan cincinal.

La consumul de oţel-beton s-au realizat, de asemenea, permanent reduceri, ajungîndu-se însă în prezent la un stadiu peste care nu se mai pot face reduceri importante.

Trebuie să arătăm că în condiţiile impuse de creşterea productivităţii muncii este necesară intensificarea industrializării construcţiilor prin prefabricare, ceea ce frînează însă reducerea consumului de oţel-beton, care creşte prin prefabricare.

Avînd în vedere necesităţile sporite de metal şi lemn ale economiei naţionale, trebuie ca şi prin proiectare să se asigure în continuare folosirea eficientă a acestor materiale.

În acest scop se cere studierea cu discernămînt a măsurilor care, prin aplicare, să ducă la maximum de eficienţă.

Printre măsurile necesare a fi luate menţionăm :

- Folosirea într-un cuantum sporit cu cca 60—70% a oţelurilor-beton de calitate superioară, astfel ca prin utilizarea calităţii acestui material să se ajungă la o eficienţă economică maximă.

Este necesar ca industria metalurgică să ia măsuri de producere a oţelurilor superioare în cantităţi suficiente, precum şi de lărgire a sortimentelor de asemenea oţeluri (PC 60, bioţel, precum şi cu diametre mici pentru plase sudate).

O dată cu punerea în fabricaţie a unor cantităţi sporite de noi oţeluri superioare trebuie să apară şi normativele respective de utilizare a lor.

- Urmărirea reducerii la minimum a unor elemente decorative cu consum ridicat de oţel-beton (pergole, copertine, parapete înalte etc.).
- Pe plan republican, considerăm că este necesar să se studieze în continuare introducerea de materiale uşoare care să reducă greutatea construcţiilor, ce se menţine de peste 50 de ani la acelaşi nivel, aceasta ducînd la reducerea consumului de oţel-beton.
- Este necesară extinderea aplicării sistemului de structuri turnate în cofraje plane, care, pe lîngă reducerea consumului de material lemnos, are efecte favorabile asupra productivităţii muncii.

Ţinînd seamă de multiplele sarcini pe care le are proiectarea atît în ceea ce priveşte reducerea consumului de material lemnos şi metal şi de creştere a productivităţii muncii, cît şi de reducere a preţului de cost, trebuie ca eforturile proiectanţilor să fie îndreptate în continuare spre găsirea celor mai eficiente soluţii, contribuind astfel, prin aportul lor, la construirea socialismului în ţara noastră.

CZ 624.04:666.98

Conf. dr. ing. **RADU AGENT**
Institutul de construcţii Bucureşti

CALCULUL SIMPLIFICAT AL DEFORMAŢIILOR DE ÎNCOVOIERE ALE GRINZILOR DIN BETON ARMAT

Pentru calculul săgeţilor grinzilor din beton armat supuse la încovoiere, modulul de rigiditate $K = E\,I$ se determină, conform prevederilor STAS 8 000−67, menţinute şi în proiectul noilor prescripţii unificate, cu relaţia:

$$K = \frac{E_a A_a}{\psi}(1-\xi)\,\gamma h_0^2 \qquad (1)$$

în care:

$$\xi = \frac{x}{h_0}; \qquad \gamma = \frac{z}{h_0}$$

ψ = coeficient care introduce efectul conlucrării betonului din zona întinsă a secţiunii.

O formă mai sugestivă şi în acelaşi timp mai comodă de utilizat a acestei relaţii se obţine dacă, prin efectuarea unor transformări simple, este adusă la forma:

$$K = k\,(E_b I_b) \qquad (2)$$

unde:

E_b = modulul de elasticitate al betonului;

$I_b = \dfrac{b h_0^3}{12}$

k = un coeficient adimensional, care se întabulează.

Cu notaţiile:

$$A_a = \mu b h_0; \qquad n_0 = \frac{E_a}{E_b}$$

avem:

$$K = \frac{E_a A_a}{\psi}(1-\xi)\gamma h_0^2 = \frac{n_0 E_b\,\mu b h_0}{\psi}(1-\xi)\gamma h_0^2 = \frac{n_0 \mu(1-\xi)\gamma}{\psi} E_b b h_0^3 = \frac{12\,n_0\,\mu(1-\xi)\gamma}{\psi} E_b I_b$$

în care, dacă se notează:

$$k = \frac{12\,n_0\,\mu(1-\xi)\gamma}{\psi}, \qquad (3)$$

se ajunge la formula (2).

Valorile coeficientului k, pentru $\psi = 1$, sînt date în tabela care urmează. Pentru fiecare marcă de beton şi de oţel sînt date în tabelă cîte trei valori ale coeficientului k, şi anume;

● Prima valoare corespunde cazului cînd întreaga încărcare este de scurtă durată (coloana $v\,\bar{\varphi} = 0$) şi deci, cu formulele din STAS 8 000−67, avem:

$$n = \frac{E_a}{E_b}\left(1 + \mu\frac{R_a}{40}\right) = n_0\left(1 + \mu\frac{R_a}{40}\right).$$

● A doua valoare corespunde cazului cînd produsul $v\,\bar{\varphi} = 2{,}5$, ceea ce pentru $\bar{\varphi} = 2{,}5$ ar reprezenta $v = 1$ (întreaga încărcare este de lungă durată). Rezultă atunci:

$$n = n_0\left(1 + \mu\frac{R_a}{40}\right)(1 + v\bar{\varphi}) = 3{,}5\,n_0\left(1 + \mu\frac{R_a}{40}\right).$$

● A treia valoare (coloana intitulată *limită*) corespunde cazului limită cînd n are valoarea maximă admisă de prescripţii:

$$n = 5\,\frac{E_a}{E_b} = 5\,n_0.$$

Cu ajutorul celor trei coloane de coeficienţi, se procedează în modul următor:

— Dacă interesează numai săgeata instantanee, se folosesc valorile lui k din coloana $v\bar{\varphi} = 0$.

— Dacă se calculează săgeata cu luarea în considerare a caracterului de durată al încărcărilor (v = raportul între încărcarea de lungă durată și încărcarea totală), se interpolează liniar valorile coeficientului k între cele din coloanele $v\bar{\varphi} = 0$ și $v\bar{\varphi} = 2{,}5$, în funcție de $v\bar{\varphi}$ real. Valoarea rezultată se compară cu cea din coloana *limită*. Dacă este mai mică decît aceasta, se ia valoarea din coloana *limită*.

Din compararea valorilor coeficientului k din coloanele $v\bar{\varphi} = 2{,}5$ și *limită*, se observă că la procente mici de armare ele sînt foarte apropiate, iar la procente de armare mai mari valorile din coloana *limită* rezultă chiar mai mari. În consecință, se poate admite că $v\varphi = 2{,}5$ reprezintă practic un maximum al produsului $v\bar{\varphi}$ peste care $n > n_{\text{lim.}}$. Deci coloanele $v\bar{\varphi} = 0$ și $v\bar{\varphi} = 2{,}5$ încadrează tot domeniul de cazuri interesante pentru practică.

Tabela este întocmită pentru grinzi cu secțiune dreptunghiulară și este, evident, valabilă și pentru grinzi cu secțiuni T la care axa neutră intră în placă, în care caz se ia $I_b = b_p h_0^3/12$. Poate fi însă utilizată cu caracter aproximativ și pentru grinzi cu secțiune T la care axa neutră intră în inimă, luîndu-se tot $I_b = b_p h_0^3/12$. În acest din urmă caz, diferențele față de un calcul riguros după STAS 8 000–67 sînt de cel mult 10% și în sens acoperitor.

În cazurile speciale, cînd apare necesar să se ia $\psi \neq 1$, coeficienții k din tabelă se împart la ψ.

Forma la care s-a adus relația de calcul prezintă din punct de vedere practic și avantajul că permite urmărirea cu ușurință a influenței diferiților factori (marca betonului și a oțelului, procentul de armare etc.) asupra ordinului de mărime al modulului de rigiditate. Sub acest aspect sînt de remarcat următoarele:

— Marca betonului și a oțelului influențează destul de puțin asupra valorilor coeficientului k.

— În schimb, o influență sensibilă are procentul de armare, care determină variații ale lui k între 0,1...0,7 la încărcări de scurtă durată, respectiv între 0,1...0,4 la încărcări de lungă durată.

— Valoarea aproximativă $k = 0{,}6$ recomandată în normativul actual P. 58–70 pentru calcule curente apare prea mare la procentele de armare obișnuite (în jurul a 1%), chiar pentru încărcări de scurtă durată. Aceasta cu atît mai mult cu cît $k = 0{,}6$ din normativ se înmulțește cu momentul de inerție calculat

Valorile coeficientului k

OȚEL		OB 38						PC 52								
BETON		B 150			B 200			B 200			B 250			B 300		
$v\bar{\varphi} =$		0	2,5	lim	0	2,5	lim	0	2,5	lim	0	2,5	lim	0	2,5	lim
p%	0,15	0,13	0,11	0,10	0,12	0,10	0,09	0,12	0,10	0,09	0,11	0,09	0,09	0,10	0,08	0,08
	0,20	0,17	0,14	0,13	0,15	0,12	0,12	0,15	0,12	0,12	0,14	0,11	0,11	0,13	0,10	0,10
	0,25	0,20	0,16	0,15	0,18	0,14	0,14	0,18	0,14	0,14	0,17	0,13	0,13	0,16	0,12	0,12
	0,30	0,24	0,18	0,17	0,21	0,17	0,16	0,21	0,16	0,16	0,20	0,15	0,15	0,18	0,14	0,14
	0,40	0,30	0,22	0,20	0,26	0,20	0,19	0,26	0,19	0,19	0,25	0,18	0,18	0,23	0,17	0,17
	0,50	0,35	0,25	0,23	0,32	0,23	0,22	0,31	0,22	0,22	0,29	0,21	0,21	0,27	0,20	0,20
	0,60	0,40	0,28	0,26	0,36	0,25	0,24	0,35	0,24	0,24	0,33	0,23	0,23	0,31	0,22	0,22
	0,70	0,45	0,30	0,29	0,40	0,27	0,26	0,39	0,26	0,26	0,37	0,25	0,25	0,35	0,24	0,24
	0,80	0,49	0,32	0,31	0,44	0,29	0,28	0,43	0,28	0,28	0,40	0,26	0,27	0,38	0,25	0,26
	0,90	0,53	0,33	0,33	0,48	0,30	0,30	0,46	0,29	0,30	0,43	0,27	0,29	0,41	0,26	0,28
	1,00	0,56	0,34	0,35	0,51	0,31	0,32	0,49	0,29	0,32	0,46	0,28	0,31	0,44	0,27	0,30
	1,10	0,59	0,35	0,37	0,54	0,32	0,34	0,52	0,30	0,34	0,49	0,29	0,33	0,46	0,28	0,32
	1,20	0,62	0,36	0,39	0,57	0,33	0,36	0,54	0,30	0,36	0,51	0,29	0,34	0,48	0,28	0,33
	1,30	0,65	0,36	0,40	0,59	0,33	0,37	0,56	0,31	0,37	0,53	0,30	0,35	0,50	0,29	0,34
	1,40	0,67	0,36	0,41	0,61	0,34	0,38	0,58	0,31	0,38	0,55	0,30	0,37	0,52	0,29	0,35
	1,50	0,69	0,37	0,42	0,63	0,35	0,39	0,60	0,31	0,39	0,57	0,30	0,38	0,54	0,30	0,36
	1,75	0,73	0,37	0,45	0,67	0,35	0,42	0,63	0,31	0,42	0,60	0,30	0,41	0,57	0,30	0,39
	2,00	0,76	0,37	0,47	0,71	0,35	0,45	0,65	0,31	0,45	0,63	0,30	0,43	0,60	0,30	0,41

cu expresia $bh^3/12$, în timp ce valorile k date în tabela din prezenta lucrare se înmulțesc cu $I_b = bh_0^3/12$. De altfel, existența tabelei face inutilă recomandarea unei valori atît de aproximative, întrucît din tabelă se pot lua fără dificultate valorile corespunzătoare de la caz la caz. În orice caz, dacă recomandarea din normativ se va menține totuși și în noile prescripții în curs de elaborare, este necesar să fie diferențiată cel puțin în funcție de procentul de armare.

EXEMPLE NUMERICE

Exemplul nr. 1. Grindă cu secțiune dreptunghiulară

Se determină săgeata grinzii cu secțiune dreptunghiulară din fig. 1, din beton B 200, armată cu 9 Ø 20 PC 52. Încărcarea totală este de 6,0 tf/m, din care 3,75 tf/m este de lungă durată. Caracteristica curgerii lente : $\bar{\varphi} = 3$.

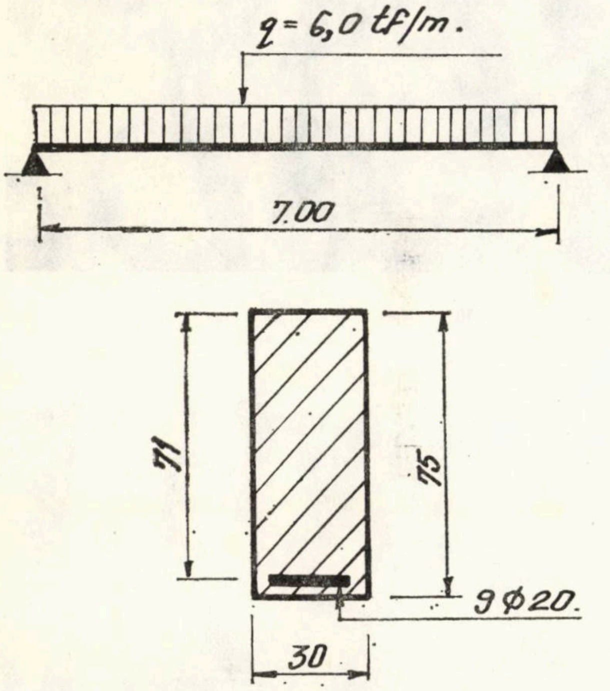


Fig. 1

$A_a = 28{,}3$ cm²; procentul de armare

$$p = \frac{28{,}3}{30 \times 71} 100\,\% = 1{,}33\,\%$$

Din tabelă se obține;

— pentru $v\bar{\varphi} = 0 \cdots\cdots k \;\; = 0{,}57$;

— pentru $v\bar{\varphi} = 2{,}5 \cdots\cdot k \;\; = 0{,}31$;

— pentru $n_{\lim} \cdots\cdots\cdots k_{\min} = 0{,}37$.

Cu $v\bar{\varphi} = \dfrac{3{,}75}{6{,}00}\, 3 = 1{,}88$, rezultă prin interpolare :

$$k = 0{,}38 > k_{\min}.$$

$$E_b = 265\,000 \text{ kgf/cm}^2;$$

$$I_b = \frac{30 \times 71^3}{12} = 895\,000 \text{ cm}^4;$$

$$K = 0{,}38 \times 265\,000 \times 895\,000 = 0{,}903 \times 10^{11}$$

Săgeata :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{60(700)^4}{0{,}903 \times 10^{11}} = 3{,}0 \text{ cm.}$$

Exemplul nr. 2. Grindă cu secțiune în formă de T

Se recalculează săgeata aceleiași grinzi, considerînd și conlucrarea unei plăci ca în fig. 2.

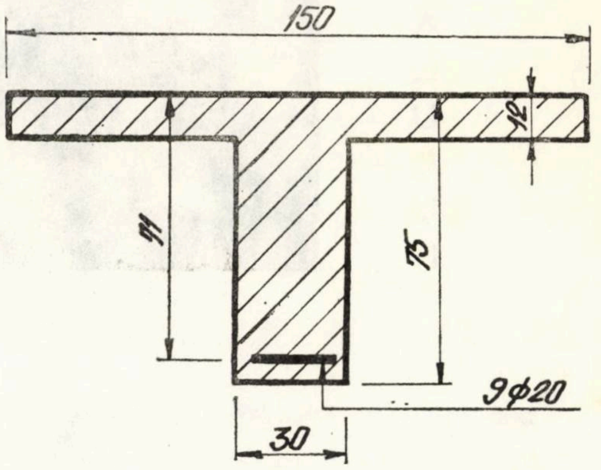


Fig. 2

Procentul de armare :

$$p = \frac{28{,}3}{150 \times 71} 100\,\% = 0{,}26\,\%$$

Din tabelă se obține;

— pentru $v\bar{\varphi} = 0 \cdots\cdots k \;\; = 0{,}19$;

— pentru $v\bar{\varphi} = 2{,}5 \cdots\cdot k \;\; = 0{,}14$;

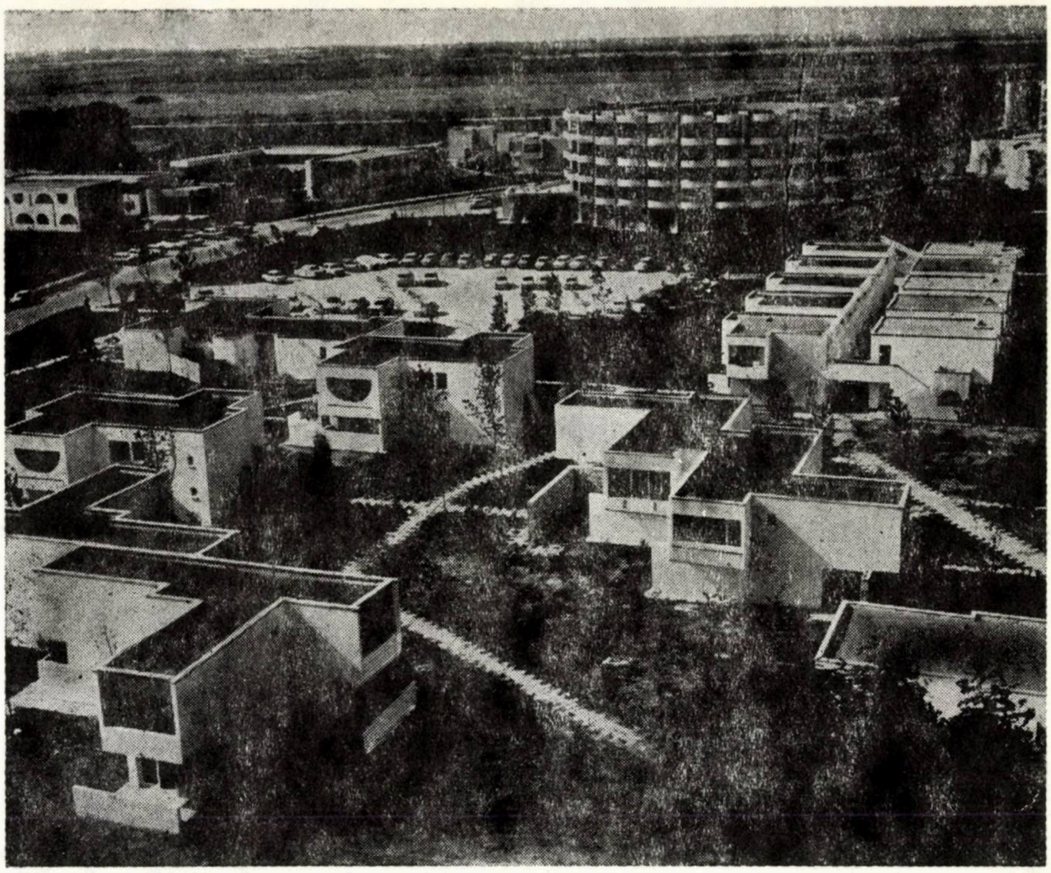
— pentru $n_{\lim} \cdots\cdots\cdots k_{\min} = 0{,}14$.

Cu $v\bar{\varphi} = 1{,}88$ ca și în exemplul nr. 1, rezultă : $k = 0{,}15 > k_{\min}$.

$$I_b = \frac{150 \times 71^3}{12} = 4\,475\,000 \text{ cm}^4;$$

$$K = 0{,}15 \times 265\,000 \times 4\,475\,000 = 1{,}78 \times 10^{11}.$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{60(700)^4}{1{,}78 \times 10^{11}} = 1{,}5 \text{ cm.}$$



Stațiunea Venus. Vedere parțială

Stațiunea Venus. Hotelurile „Vulturul", „Pajura" și „Cocorul"

CZ 666.98: 620.17: 69.024: 725.26

ASPECTE ALE SECURITĂŢII GRINZILOR DIN BETON PRECOMPRIMAT DE MARE SERIE PENTRU ACOPERIŞURI DE HALE INDUSTRIALE ÎN LUMINA REZULTATELOR EXPERIMENTALE

Ing. **NATALIA CONSTANTINESCU**
Institutul de cercetări în construcţii
şi economia construcţiilor — INCERC

1. INTRODUCERE

În perioada 1968—1972, în cadrul INCERC s-au încercat pînă la rupere o serie de grinzi de beton precomprimat de 18 m deschidere pentru acoperişuri de hale industriale, realizate industrial de o fabrică de prefabricate. Aceste grinzi s-au ales în mod întîmplător din producţia curentă destinată beneficiarilor de investiţii şi, în consecinţă, reflectă în mod satisfăcător nivelul de calitate al acesteia.

Alegînd dintre numeroasele elemente încercate un grup de 9 grinzi, avînd aceleaşi caracteristici geometrice şi diferind numai prin numărul şi dispoziţia toroanelor preîntinse din secţiune, în conformitate cu încărcarea de exploatare, s-a efectuat o analiză comparativă a corespondenţei atît cu datele de proiect, cît şi cu cele de control.

Se consideră astfel posibil a se aprecia modul în care concepţia de proiectare şi nivelul tehnic al producţiei asigură performanţele prescrise şi se reflectă asupra securităţii elementelor în exploatare.

2. DATE PRIVIND GRINZILE INCERCATE

2.1. Elementele verificate experimental au fost proiectate în conformitate cu prevederile STAS 8 000—67.

Cu excepţia grinzii nr. 5, proiectată la INCERC, toate grinzile încercate, de tipul G 18—6 (fig. 1), sînt proiectate de I.P.C. — în cadrul proiectului 2115—C 411— ca element principal de susţinere a structurii acoperişului în două pante pentru hale industriale parter de 18 m deschidere şi 6 m travee.

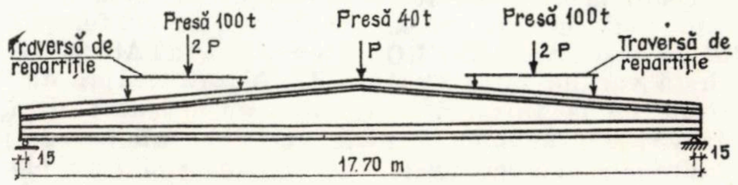


Fig. 1 — Tipul grinzii încercate şi modul de încărcare la experimentare

În cadrul aceleiaşi forme a secţiunii în I — în funcţie de varianta de încărcare considerată — s-a variat numărul de armături preîntinse şi dispoziţia acestora în secţiune (fig. 2).

Prin proiect s-a prevăzut, pentru toate grinzile, marca betonului B 500 cu rezistenţa la transfer 350 kgf/cm² şi armarea longitudinală cu toroane preîntinse TBP 12 (7Ø4) avînd R_p^n = 17 000 kgf/cm² şi σ_k = 13 600 kgf/cm². Armătura nepretensionată a fost alcătuită din bare OB 38 şi PC 52.

2.2. Grinzile au fost executate în tipar metalic pe stand de 132 m lungime, toroanele fiind pretensionate individual cu prese monofilare.

Betonul a fost preparat cu ciment RIM 200 (550...600 kg/m³), un raport apă/ciment

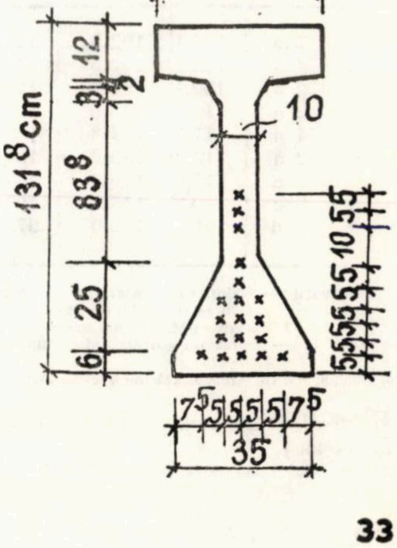


Fig. 2 — Forma, dimensiunile şi modul de armare ale secţiunii transversale pentru încărcarea normată de 620 kg/m² a grinzii tip cu 19 TBP 12 în fabricaţie curentă (secţiunea cea mai periculoasă — secţiunea critică — la 5,70 m distanţă de axul reazemului)

0,34...0,40 şi cu agregate de rîu avînd dimensiunea maximă de 15 mm. Vibrarea s-a realizat cu vibratoare de cofraj.

Accelerarea întăririi betonului s-a făcut prin tratament termic în tiparul metalic încălzitor. Grinzile s-au executat de regulă în ciclu de producţie de 24 ore.

Ca dimensiuni şi poziţionare a armăturii în secţiune, grinzile au corespuns, în general, prevederilor din proiect.

Caracteristicile efective ale fiecărei grinzi încercate rezultă din tabela 1.

Tabela 1

Caracteristicile grinzilor experimentale G 18–6

Nr.	Notaţie (coresp. variantei de încărcare)	Încărcarea normată kg/m²	Armarea longit. (nr. toroane TBP – 12)	A_p cm²	σ_r kgf/cm²	La data încercării	
						Vîrsta betonului zile	R_b mediu kgf/cm²
0	1	2	3	4	5	6	7
1	2 a	620	24	21,5	17 000	32	430
2	4 a*	620	24	21,5	17 000	53	445
3	2 a	620	24	21,5	17 000	54	390
4	2 a	620	20	18,0	17 000	36	450
5	4 a*	620	17	15,3	17 000	58	520
6	2 a	620	19	17,1	17 500	63	500
7	2 c	535	15	13,5	17 000	47	450
8	2 c	535	15	13,5	18 000	90	560
9	2 d	490	16	14,4	17 000	45	400

Observaţii – * grinzi cu inimă îngroşată în zonele de capăt
– R_b (coloana 7) reprezintă rezistenţa la compresiune a betonului determinată pe cuburi martor cu latura 10 cm şi prin metode nedistructive
– gr. nr. 5 are talpa superioară îngroşată şi înălţată cu 3 cm

S-a remarcat calitatea corespunzătoare a armăturii, rezistenţele la rupere depăşind în toate cazurile valoarea minimă garantată de producător; în ceea ce priveşte însă rezistenţele betonului, la cele mai multe grinzi acestea se situează sub valoarea prevăzută în proiect.

3. PROGRAMUL EXPERIMENTĂRILOR

3.1. Toate grinzile au fost încercate pînă la rupere pe standul de încercări INCERC la o vîrstă variind între 32 şi 90 de zile de la turnare.

Încărcarea s-a făcut cu trei prese hidraulice în cinci puncte asupra tălpii superioare, prin intermediul unor rigle metalice (traverse de repartiţie), conform schemei din fig. 1.

Mărimea forţelor de încărcare a fost controlată pînă la ruperea grinzilor cu ajutorul unor doze de forţă plasate în dreptul preselor de încărcare.

Încărcările au fost aplicate în trepte, în conformitate cu prevederile STAS 6657/1–70.

La fiecare treaptă de încărcare s-au măsurat deplasările verticale sub fiecare punct de încărcare şi s-au observat vizual (şi cu ajutorul unei lupe cu precizia 10^{-1} mm) apariţia, evoluţia, deschiderea şi redeschiderea fisurilor.

La toate grinzile s-a urmărit, de asemenea, începutul şi evoluţia lunecării toroanelor la capetele grinzilor, prin comparatoare cu tije (precizia de măsurare 10^{-3} mm) montate pe capetele toroanelor, în afara grinzilor.

4. REZULTATE EXPERIMENTALE

4.1. În tabela 2 se prezintă datele experimentale şi de proiect care au servit la analiza

Tabela 2

Date experimentale

Nr.	Notaţia	h_0 cm	σ_{bi} kgf/cm²	M^n tm	$M_{\text{fis}}^{\text{exp.}}$ tm	M_{fis}^{c} tm	$M_{\text{ref}}^{\text{exp.}}$ tm	M_{ref}^{c} tm	M_r^{exp} tm	M_r^c tm	$\overline{M}_r^c$ tm	α_p	$\overline{\alpha}_p$	x_r^c cm	f_r/l
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	2 a	104,1	192,5	124	164,5	180,2	136,0	141,8	235,0	274	296	0,93	0,79	45,6	1/221
2	4 a	100,1	192,5	124	164,5	178,6	136,0	140,2	266,7	262	281	0,97	0,83	44,8	1/177
3	2 a	100,1	192,5	124	135,5	178,9	104,3	140,2	233,6	250	281	1,05	0,83	49,3	1/168
4	2 a	114,5	193,6	124	169,0	168,7	124,0	138,0	312,0	284	295	0,67	0,61	33,8	1/109
5	4 a	117,7	161,8	125,8	146,9	168,7	110,6	134,0	302,9*	288	276	0,49	0,50	12,6	1/560
6	2 a	113,4	183,6	124	150,0	172,9	122,5	140,1	292,5	299	287	0,60	0,58	26,4	1/900
7	2 c	115,8	145,6	109	130,0	144,9	99,5	114,0	251,0	237	241	0,50	0,45	19,1	1/102
8	2 c	120,2	145,6	109	112,5	150,0	85,3	115,0	268,3	269	244	0,43	0,43	12,7	1/840
9	2 d	101,3	126,0	97,5	134,0	114,6	97,5	82,2	205,0	203	218	0,69	0,55	28,0	1/177

Observaţii: – Valorile prezentate în tabela 2 se referă la secţiunea periculoasă pentru starea limită de rezistenţă în exploatare (secţiunea situată la cca 5,70 m distanţă de axul reazemului)
* Valoarea putea fi mai mare dacă nu se depăşea cursa preselor de încărcare.

σ_{bi} (col. 3) – reprezintă efortul unitar maxim de compresiune în beton la transfer – (corespunzător forţei de precomprimare N_0 calculată conform STAS 8 000–67)

M^c (col. 6, 8 şi 10) – reprezintă momentele încovoietoare conform STAS 8000–67 cu valorile reale ale rezistenţei materialelor, date în coloanele 5 şi 7 din tabela 1

$\overline{M}_r^c$ (col. 11), $\overline{\alpha}_p$ (col. 13) – reprezintă valori calculate conform STAS 8 000–67, ţinînd seama însă de caracteristicile normate ale materialelor.

f_r/l (col. 15) – reprezintă criteriul de deformabilitate la rupere corespunzătoare săgeţii maxime de la mijlocul deschiderii (conform STAS 6657/1–70).

influenţei principalilor factori, legaţi de concepţia de proiectare şi de calitatea execuţiei, asupra securităţii în exploatare şi la rupere a grinzilor încercate.

Valorile experimentale şi calculate se referă la secţiunea apreciată ca cea mai periculoasă la starea limită de rezistenţă în exploatare (5,70 m distanţă de axul reazemului), deoarece în această secţiune (cu foarte mici abateri) a avut loc apariţia primelor fisuri, evoluînd în continuare cu deschideri maxime şi provocînd ruperea.

Redeschiderea fisurilor în cîmp a avut loc în mod progresiv, iar ruperea a fost, în general, avertizată prin deschiderea sensibilă a acestor fisuri (0,5...1,0 mm) şi creşterea accentuată a săgeţilor.

Apariţia fisurilor înclinate din zonele de capăt s-a produs la încărcări reprezentînd peste 1,8 M^n şi nu a provocat lunecări sensibile ale toroanelor la capetele grinzii.

În fig. 3, 4 şi 5 se prezintă o sistematizare a rezultatelor experimentale în funcţie de anumiţi parametri consideraţi a fi cei mai concludenţi.

4.2. Pentru comparaţia valorilor calculate (conform STAS 8 000—67, ţinînd seama de caracteristicile reale ale materialelor) şi a valorilor experimentale — pentru momentele de fisurare şi refisurare — în fig. 3 s-au reprezentat raporturile acestor mărimi în funcţie de parametrul σ_{bi} — efortul unitar în fibra inferioară a secţiunii de beton în faza iniţială, imediat după transfer — deoarece permite a se scoate în evidenţă în special efectul unuia dintre cei mai controversaţi factori, respectiv curgerea lentă a betonului, asupra pierderilor de tensiune.

Nu s-a considerat interesant a se prezenta o variaţie a raportului M^{exp}/M^{c} la refisurare în funcţie de σ_0, deoarece acest parametru a variat la grinzile cercetate în limite foarte apropiate.

După cum se vede din fig. 3, distribuţia datelor experimentale este practic independentă de valoarea σ_{bi}, deci efectul acestui parametru se poate considera în mod corect evaluat prin metoda de calcul utilizată.

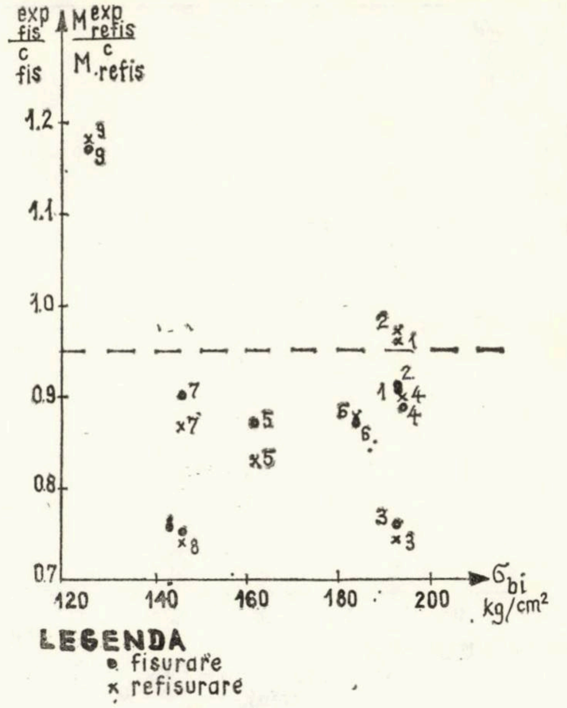


Fig. 3

Se remarcă totuşi o răspîndire mai mare a datelor referitoare la refisurare, datorită în special impreciziei de determinare a acestei stări limită (închiderea fisurilor se face de regulă abia sub eforturi unitare de compresiune în beton de cca 5—10 kgf/cm²), fapt cunoscut şi din alte cercetări experimentale comunicate în literatura de specialitate.

În general, se constată nerealizarea valorilor prescrise pentru securitatea la fisurare. Nici condiţia minimă de acceptabilitate a calităţii execuţiei conform STAS 6657/1—70, respectiv $M^{exp}_{refis}/M^{c}_{refis} \geqslant$ $\geqslant$ 0,95 nu este respectată.

Parţial, această nerealizare se poate explica şi prin faptul că, după cum au dovedit cercetări recente în INCERC, pierderile efective de tensiune datorită relaxării în armătura preîntinsă din toroane sînt mai mari decît valorile de calcul prescrise în STAS 8 000 — 67. În ansamblu însă, nerealizarea cu peste 10% a forţei de precomprimare, reflectă în principal calitatea scăzută a operaţiei de pretensionare, precizia nesatisfăcătoare a aparaturii de măsură utilizate, lipsa unui control operativ şi eficient în această fază decisivă de execuţie. Controlul deficitar al pretensionării este evident în special la grinzile nr. 3 şi 8, unde gradul de realizare al precomprimării scade sub 75%.

4.3. O comparaţie similară (M^{exp}_{r}/M^{c}_{r}) pentru momentul încovoietor la care s-a produs ruperea a permis să se constate că acest raport a variat între 0,85...1,10 în situaţia de calcul cu valorile reale ale materialelor, respectiv între 0,8...1,10 pentru calculul cu valorile normate prevăzute în proiect (fig. 4), ceea ce arată că prevederile din STAS 8 000—67 cu privire la starea limită de rezistenţă la rupere sînt în concordanţă cu realitatea.

Trebuie atrasă atenţia în mod special asupra grinzilor 1, 2 şi 3, cu parametrul α_p ridicat, care se grupează în domeniul valorilor subunitare. Aceste grinzi au fost proiectate cu înălţimea zonei comprimate în starea limită de rezistenţă în exploatare mai mare decît limita recomandată în STAS 8 000—67, respectiv $x > 0,3\ h_0$ şi ca atare prezintă o sensibilitate deosebită a secţiunii la variaţia rezistenţei betonului. Acest fapt s-a evidenţiat prin nerealizarea capacităţii portante şi deci a gradului de securitate, ca urmare a unor deficienţe locale de calitate a betonului în zona comprimată. Se menţionează că pe baza analizării rezultatelor experimentale s-a renunţat la varianta de armare cu 24 toroane (grinzile 1, 2, 3) şi a rămas ca variantă de armare pentru producţia curentă grinda nr. 6 cu 19 toroane TBP 12, la care această sensibilitate este în mare măsură înlăturată.

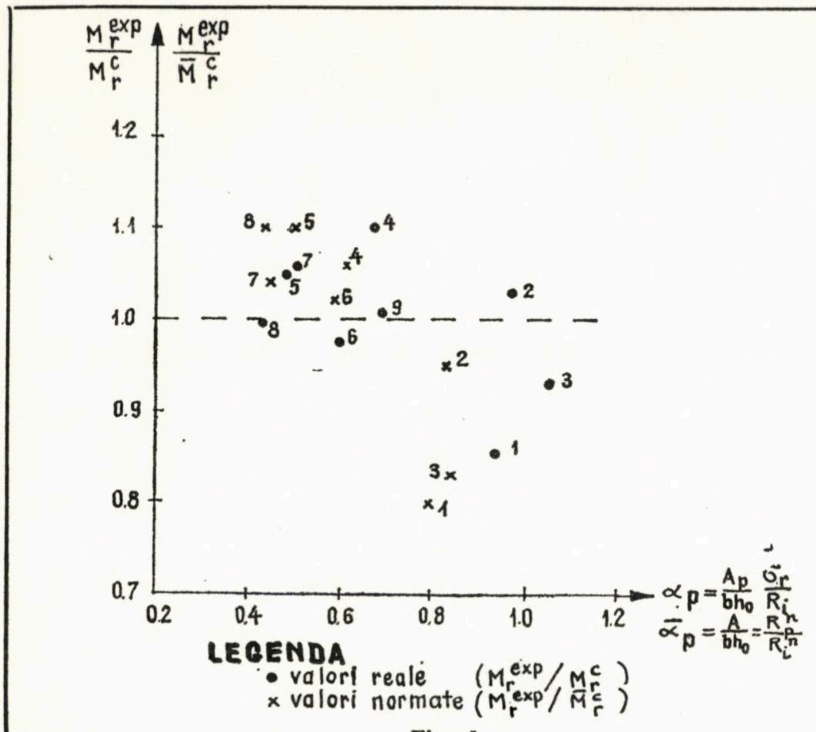


Fig. 4

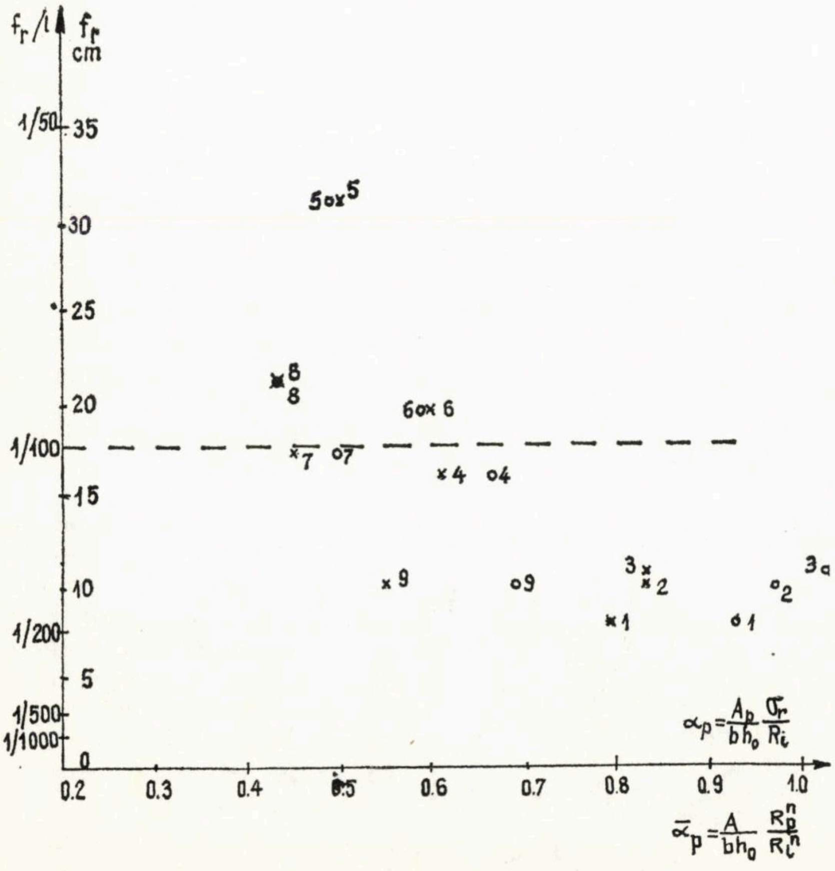


Fig. 5

În celelalte cazuri, raportul se situează chiar deasupra nivelului 1,0, deci calitatea execuţiei se încadrează din acest punct de vedere în condiţiile prevăzute în proiect.

4.4. Deformabilitatea grinzilor la rupere este pusă în evidenţă în cadrul acestui studiu prin variaţia raportului f_r/l în funcţie de parametrul ales ca cel mai concludent, şi anume α_p, prezentată în fig. 5.

Aşa după cum se vede în graficul din fig. 5, gradul de avertizare la rupere, după criteriul $f_r > \frac{1}{100}\ l$, este îndeplinit de regulă la grinzile avînd la rupere $x < 0,3\ h_0$.

5. CONCLUZII

5.1. Analiza unor încercări pe grinzi de beton precomprimat cu armături preîntinse din producţia curentă a unei fabrici de prefabricate permite o serie de aprecieri utile asupra modului în care concepţia de proiectare şi condiţiile de execuţie influenţează securitatea în exploatare a elementelor.

5.2. Securitatea la rupere este corect apreciată prin normele de calcul şi este de regulă realizată în execuţie la nivelul prescris. Totuşi este recomandabil a se evita în proiectare secţiunile la care axa neutră în starea limită de rezistenţă coboară mult sub nivelul tălpii superioare, pentru a se elimina pericolul unor cedări premature, ca efect al unor defecte locale ale betonului; de asemenea, prin aceasta se ameliorează cu mult gradul de avertizare la rupere.

5.3. Securitatea la fisurare a fost de regulă sub nivelul prescris. S-a arătat că modul de apreciere prin normele de calcul a pierderilor de tensiune datorită deformaţiilor reologice ale betonului este calitativ corect, în schimb valorile pierderilor de tensiune datorită relaxării armăturii pretensionate sînt subestimate. Este însă esenţial faptul că rezultatele scot în evidenţă o nerealizare sistematică la execuţie a forţei de pretensionare de control prevăzute prin proiect. Aici se manifestă şi lipsa unor prescripţii categorice de control în normativul C.21—70, dar nici prevederile minimale din acest normativ, pentru armăturile postîntinse, şi care garantează un nivel de asigurare de 95% pentru forţa de pretensionare de control în conformitate şi cu prevederile de recepţie corespunzătoare din STAS 6657/1—70, nu sînt respectate în fabricile de prefabricate.

5.4. Se consideră că rezultatele analizei efectuate pot contribui atît la completarea prescripţiilor de calcul şi execuţie în vigoare, cît şi la îmbunătăţirea condiţiilor de control al operaţiilor de pretensionare în fabrici de prefabricate.

BIBLIOGRAFIE

[1] Constantinescu N., Popescu P., Cambureanu A. Löbel L.: *Studii şi experimentări de elemente tipizate prefabricate din beton armat şi beton precomprimat.* Referate INCERC 1968—1969.

[2] Constantinescu N., Cambureanu A.: *Incercarea pînă la pierderea capacităţii portante a grinzilor G 18—6—2 din producţia curentă a fabricii de prefabricate ,,Progresul'' Bucureşti.* Referate INCERC 1971—1972.

[3] * * * *Calculul elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat. Metoda la stări limită.* STAS 8 000—67.

[4] * * * *Normativ pentru executarea şi recepţionarea lucrărilor de beton precomprimat C. 21—70.*

Noul spital judeţean din Craiova

Recomandări pentru autori

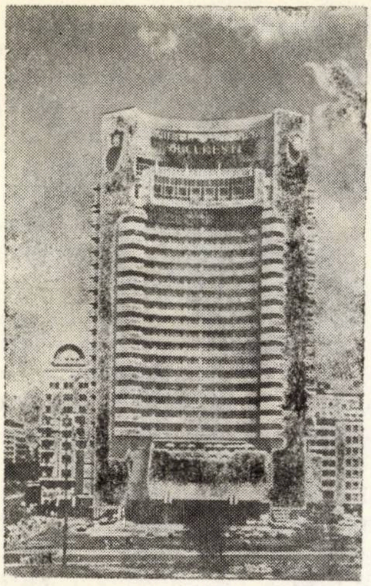
Inginerii constructori din cercetare, învăţămînt, proiectare şi execuţie, care trimit articole spre publicare, sînt rugaţi insistent să ţină seamă de următoarele:

TEXTUL	● nici un articol care reproduce lucrări sau părţi esenţiale ale unor lucrări ale autorului apărute anterior în ţară nu va fi publicat în revistă; ● articolul va fi trimis în **două** exemplare dactilografiate la două rînduri (*nu se primesc materiale scrise pe foiţă*); ● articolul nu va depăşi **10—12** pagini;
ILUSTRAŢIA	● figurile care ilustrează articolul vor fi desenate pe calc, în tuş negru **nediluat**, pe format de 18 × 24 cm maximum, cu respectarea prevederilor STAS 6523—62(§3.2); ● fotografiile care însoţesc, eventual, articolul vor fi pe hîrtie lucioasă (format 9×12 minimum) şi vor avea definiţie bună şi contrast cît mai puternic; în cazul în care felul cum trebuie aşezată fotografia nu reiese evident din subiectul fotografiat, se va indica marginea superioară printr-o săgeată, pe reversul fotografiei; ● explicaţiile materialului ilustrativ se vor scrie separat de textul articolului, iar pe reversul fiecărei figuri sau fotografii se va indica numărul corespunzător trimiterii din text;
FORMULELE	● formulele care cuprind litere greceşti sau alte simboluri, ce nu există pe claviatura maşinii de scris, vor fi scrise de mînă foarte citeţ; ● indicii şi exponenţii vor fi plasaţi cu toată atenţia ca atare astfel încît să nu fie posibilă nici o confuzie;
BIBLIOGRAFIA	● bibliografia articolului va cuprinde: numele şi prenumele (în această ordine) autorului lucrării consultate şi titlul lucrării (în limba originală, dacă lucrarea nu a fost tradusă în l. română); apoi — dacă este vorba de o carte: localitatea unde s-a publicat, editura, anul apariţiei; dacă este vorba de o revistă: titlul revistei (în original), ţara unde apare, numărul şi anul apariţiei;
REZUMATUL	● pe o foaie separată se va prezenta un rezumat de maximum 10 rînduri al articolului, acest rezumat urmînd a fi tradus de redacţie în limbile engleză, franceză, germană şi rusă;
AUTORUL	● articolul va fi iscălit cu prenumele întreg (nu cu iniţiale) şi numele autorului sau autorilor, sub care se va nota locul de muncă; ● pe copia articolului, la sfîrşit, se vor nota clar adresa şi numărul de telefon unde redacţia poate lua contact cu autorul.

Programarea articolelor acceptate spre publicare va fi făcută în funcţie de spaţiul disponibil pentru materia de specialitate respectivă şi ţinîndu-se seama de data primirii la redacţie a formei finale a articolului.

Manuscrisele neacceptate spre publicare nu se restituie autorilor.

CZ 628.011.1: 643.3: 643.58: 728.51



Ing. **ŞTEFAN MÎNDRU** şi ing. **ION IONEL**
Institutul „Proiect Bucureşti"

Unele aspecte privind

PROIECTAREA INSTALAŢIILOR SANITARE ŞI A UTILAJELOR DE BUCĂTĂRIE ŞI SPĂLĂTORIE LA HOTELUL „INTER-CONTINENTAL-BUCUREŞTI"

În perioada 1968—1971 a fost realizat în piaţa N. Bălcescu din Bucureşti, în cadrul noului ansamblu arhitectural urbanistic, hotelul „*INTERCONTINENTAL-BUCUREŞTI*". Execuţia lucrărilor s-a desfăşurat, în cea mai mare parte din timp, paralel cu proiectarea.

1. GENERALITĂŢI

Clădirea hotelului, concepută sub formă de turn, are subsol, parter şi 24 de etaje.

Principalele trăsături caracteristice ale construcţiei, care au determinat în cele din urmă soluţiile adoptate, se referă la :

— înălţime : cca 90 m de la nivelul terenului ;

— gradul deosebit de confort necesar ce trebuia asigurat în spaţiile de cazare, corespunzător nivelului reţelei internaţionale de hoteluri I.H.C ;

— nivelul de prezentare pentru instalaţii, aparate şi echipamente în spaţiile de cazare şi publice ;

— utilizarea într-un procent ridicat a materialelor şi utilajelor din import, în mare parte folosite la noi pentru prima oară.

În cele ce urmează vom prezenta principalele aspecte legate de proiectarea de specialitate, trecînd peste soluţiile obişnuite, frecvent întîlnite, şi vom insista numai asupra celor avînd caracter de noutate.

2. INSTALAŢII SANITARE

2.1. Echiparea cu obiecte şi accesorii

Obiectele sanitare prevăzute în zona de cazare şi în spaţiile publice sînt de cea mai bună calitate, în format, dimensiuni şi prezentare, în măsură să satisfacă toate exigenţele de ordin funcţional şi estetic ; ele au fost procurate în majoritate din import.

Băile aferente camerelor de cazare au fost echipate cu :

— cadă din fontă emailată de 1 500 mm lungime şi 840 mm lăţime, cu şorţ, avînd ca armături : baterie cu duş orientabil cu jet reglabil, fixat pe perete, şi garnitură preaplin-ventil-sifon, cu dop de acţionare prin rozetă de manevră cu tijă flexibilă ;

— lavoar din porţelan-cristal format oval de 1 000 mm lăţime, cu baterie amestecătoare şi ventil cu acţionare prin tijă de manevră ;

— closet din porţelan-cristal cu robinet de spălare sub presiune ;

— bideu din porţelan-cristal cu baterie amestecătoare cu duş cu jet ascendent.

La apartamentul imperial s-au montat armături aurite.

S-au prevăzut toate accesoriile necesare, parţial metalice, parţial ceramice (fig. 1).

În camerele de baie nu există sifon de pardoseală.

Grupurile sanitare publice au fost echipate, de asemenea, cu obiecte şi armături de foarte bună calitate, avînd ca accesorii :

— distribuitoare de săpun pastă ;

— uscătoare pentru mîini, cu aer cald ;

— suporturi pentru prosoape rulante.

Instalaţia de apă contra incendiului conţine ca piese de intervenţie :

— hidranţi interiori de incendiu Ø 2 $^1/_2$'' ;

— drencere la sala mare polivalentă ;

— sprinklere la atelierele de tîmplărie, tapiţerie şi vopsitorie, precum şi în tuburile pentru rufe, respectiv gunoi, cîte un cap de sprinkler la 6 niveluri.

2.2. Alimentarea cu apă

Alimentarea cu apă a hotelului este asigurată de la reţeaua publică prin două racorduri Ø 150 mm executate unul în b-dul N. Bălcescu, celălalt în str. Batişte.

Reţeaua publică poate furniza debitul corespunzător consumului maxim orar, la o presiune de cca 15 m H_2O, evident insuficientă pentru această construcţie. În consecinţă, pentru a asigura buna funcţionare a punctelor de consum, a fost proiectată o instalaţie de ridicare a presiunii apei.

Concepţia acestei instalaţii fiind total diferită de ceea ce s-a realizat pînă în prezent la noi în ţară, vom insista în mod deosebit asupra ei.

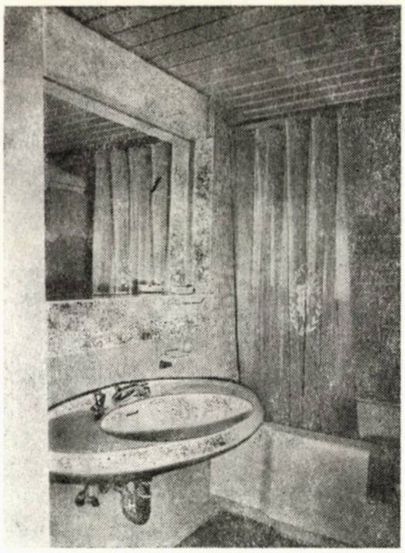


Fig. 1

2.2.1. Instalaţia de ridicare a presiunii

2.2.1.1. *Consideraţii generale*

La alegerea sistemului şi echipamentului de pompare, precum şi a sistemului de comandă a acestei instalaţii, s-a urmărit realizarea unei soluţii sigure în exploatare şi, în acelaşi timp, economică, în condiţiile particulare specifice construcţiilor înalte, şi anume :

— divizarea reţelei pe un număr minim de zone de presiune ;

— folosirea cît mai completă, într-o etapă viitoare, a presiunii disponibile în reţeaua publică de apă ;

— funcţionarea grupurilor de pompare la un nivel de zgomot cît mai redus.

Utilizarea unei instalaţii de hidrofor clasic cu regim discontinuu, cu reglaj în funcţie de presiune, ar fi constituit o soluţie neeconomică deoarece :

a) ar fi făcut necesară divizarea reţelei pe trei zone de presiune corespunzătare unei înălţimi geodezice de cca 90 m (pentru fiecare zonă: 30 m înălţime geodezică + 15 m pentru presiunea de utilizare şi pierderi de presiune + 15 m pentru ecartul de reglaj = 60 m H_2O) ;

b) ar fi dus la sporirea considerabilă a suprafeţelor afectate staţiei din cauza numărului mare şi a volumului recipientelor de hidrofor.

În condiţiile aglomerării subsolului hotelului *INTERCONTINENTAL*, soluţia staţiei clasice de hidrofor era practic nerealizabilă.

Pentru evitarea inconvenientelor menţionate s-a adoptat o soluţie de instalaţie de ridicare a presiunii cu reglare debitmetrică, cu presiune constantă.

O reducere sensibilă a nivelului de zgomot, mult sub limitele admise, s-a obţinut prin utilizarea pompelor submersibile, datorită lipsei componentei zgomotului de natură aerodinamică produs de ventilator, precum şi a celei mecanice produsă de rulmenţii pompelor centrifugale obişnuite.

2.2.1.2. *Principiul de funcţionare*

Principiul de funcţionare a staţiei de pompare cu reglare debitmetrică constă în acoperirea completă a consumului numai prin domeniile de funcţionare a pompelor, pentru fiecare debit cerut corespunzînd un punct caracteristic H (Q) stabilit de una sau mai multe pompe în paralel.

Variaţiile debitului solicitat în instalaţie sînt urmărite permanent de un debitmetru prevăzut cu contacte electrice ; prin închiderea sau deschiderea lor succesivă, corespunzător debitului vehiculat, pompele sînt puse, respectiv scoase din funcţiune.

Nivelul constant al presiunii este asigurat prin vane automate hidraulice cu dublă funcţiune : clapet şi regulator de presiune.

2.2.1.3. *Pompele*

O condiţie esenţială în realizarea unei staţii comandate în funcţie de debit este ca curbele caracteristice ale pompelor să poată acoperi integral plaja consumurilor posibile.

În consecință, pompele trebuie să aibă o curbă H (Q) stabilă pe întreg domeniul de funcționare. Curbele pompelor centrifuge de medie și joasă presiune, caracterizate prin turația specifică $n_s > 80$, se apropie în fapt de această formă.

Pompele utilizate la stația de pompare a hotelului *INTERCONTINENTAL* se încadrează în categoria pompelor de joasă presiune ($150 < n_s < 350$), multietajate, de tip turbină, în construcție submersibilă, orizontale.

Pompele de acest tip, prin construcția lor, prezintă avantajul unei caracteristici de strangulare automată care limitează debitul în cazul unei scăderi exagerate a presiunii, evitînd prin aceasta cavitația și suprasarcina motorului.

În același timp, pompele multietajate cu rotoare de diametru mic prezintă avantajul unei funcționări mult mai silențioase decît pompele clasice cu rotoare mari avînd aceiași parametri, pentru viteze de antrenare egale sau chiar mai mari.

Nivelul zgomotului produs este și mai mult diminuat în cazul pompelor de construcție submersibilă, prin lipsa ventilatorului și a lagărelor pe rulmenți.

Pompele utilizate, pozate în mantale cilindrice de aspirație, au un nivel de zgomot inferior valorii de 55 dB.

Pentru obținerea unui bun randament al instalației, debitul total de calcul se repartizează pe mai multe pompe. Evident, un număr mare de pompe asigură un randament global mai bun și conferă instalației suplețe ; în același timp însă, antrenează cheltuieli de investiții mai mari.

Pentru alegerea soluției este necesar un calcul de optimizare.

Ca element auxiliar în acest calcul este de reținut valoarea consumului minim, regăsit pe o durată de timp apreciabilă (7...10 ore din 24), pe care rezultate ale unor măsurători citate de lucrări de specialitate îl stabilesc, în procente, la 0,25 $Q_{max.orar.}$.

În cazul hotelului *INTERCONTINENTAL*, fiecare zonă de presiune pentru instalația de apă potabilă a fost echipată cu cîte patru pompe alese astfel :

— 3 pompe principale identice, avînd fiecare debitul egal cu 0,55 $Q_{max.orar.}$;

— 1 pompă auxiliară avînd debitul egal cu 0,25 $Q_{max.orar.}$, una din cele trei pompe principale fiind de rezervă (fig. 2).

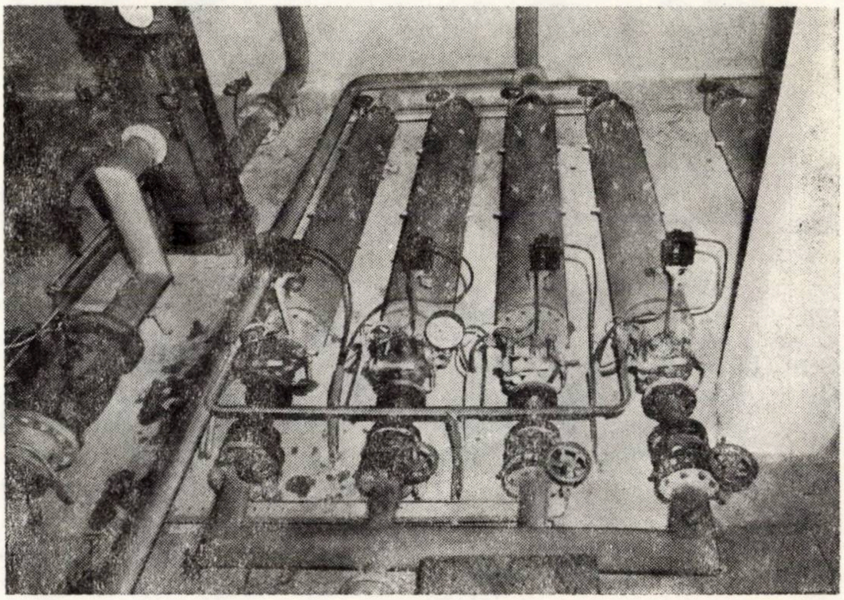


Fig. 2

Rezultă, pentru cazul solicitării maxime, necesitatea funcționării în paralel a două pompe principale putînd furniza 1,1 $Q_{max.orar.}$, pentru perioada de consum minim urmînd a funcționa pompa auxiliară.

2.2.1.4. *Vanele automate regulatoare de presiune*

Presiunea din rețeaua interioară variază, pe de o parte, în funcție de presiunea de aspirație și, pe de altă parte, în funcție de presiunea de refulare a pompelor descrisă de curbele H (Q).

Pentru a evita ca presiunea din rețeaua interioară să depășească limitele stabilite, asigurînd o presiune constantă în conducta de refulare, s-a montat pe racordul de refulare al pompelor cîte o vană automată, îndeplinind în același timp funcția de clapetă de reținere.

2.2.1.5. *Sistemul de comandă automată*

La proiectarea unei stații de pompare cu comandă automată este necesar a se lua în considerație :

— caracteristica completă a pompelor, cuprinzînd curbele : presiune-debit H (Q), randament η (Q), putere $P(Q)$ și energie specifică $e(Q)$

— caracteristica rețelei $h_p(Q)$

— randamentul global al instalației η_g.

Alegerea domeniului optim de funcționare, avînd în vedere caracteristicile de mai sus, reprezintă o problemă de optimizare matematică, fiind examinată analitic și ilustrată grafic în literatura de specialitate.

Pentru comanda automată a pompelor s-a utilizat un sistem simplificat avînd ca

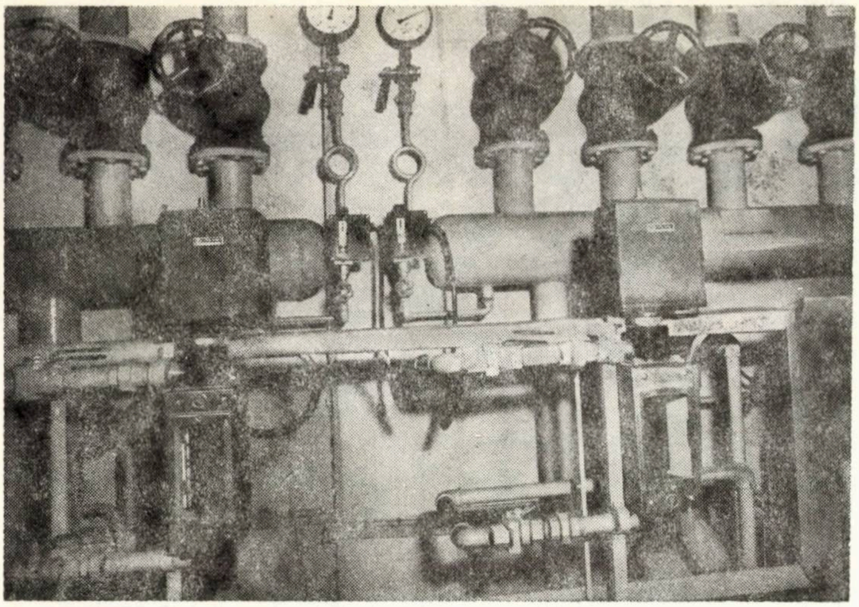


Fig. 3

element principal de automatizare debitmetrul-rotametru, însoţit de un program de comandă corespunzător.

Rotametrul s-a montat pe *by-pass*, fiind legat pe un dispozitiv de strangulare (diafragmă) intercalat pe colectorul de refulare al pompelor. Acest dispozitiv este simplu, puţin costisitor, iar măsurarea se efectuează instantaneu, fără inerţie.

Rotametrul utilizat este din clasa de precizie ±4% (fig. 3) şi are, după circa 2 ani de exploatare, o funcţionare ireproşabilă.

În funcţie de variaţia debitului consumat în reţeaua interioară de alimentare cu apă, rotametrul comandă pornirea sau oprirea succesivă a pompelor în concordanţă cu programul stabilit.

2.2.1.6. *Programul de comandă*

Programul cuprinde comenzi principale şi comenzi auxiliare.

În funcţie de pompele alese, a fost stabilit următorul program:

— pompa auxiliară funcţionează continuu pentru menţinerea presiunii în perioadele de consum minim;

— la creşterea consumului, rotametrul comandă pornirea primei pompe principale şi, concomitent, scoate din funcţiune pompa auxiliara;

— în cazul în care consumul continuă să crească, rotametrul comandă pornirea celei de-a doua pompe principale, funcţionînd în paralel cu prima pompă principală;

— la descreşterea consumului, pompele principale sînt oprite succesiv, fiind pornită în final pompa auxiliară.

Referitor la comenzile auxiliare, acestea constau din:

— alternarea funcţionării pompelor;

— prelungirea timpului de funcţionare a pompelor după comanda de oprire — prin releu de întîrziere — pentru limitarea numărului de porniri orare;

— automatizarea pompei de rezervă în scopul de a evita ruperea cascadei debitmetrice.

2.2.2. *Apa caldă de consum*

Apa caldă necesară hotelului se prepară în schimbătoare de căldură — boilere şi aparate de contracurent — separat pe zone de presiune şi pe funcţiuni, pentru cazare şi consum tehnologic.

S-au proiectat pompe şi conducte de circulaţia apei calde pe distribuţia orizontală şi coloane, separat pentru fiecare zonă de presiune.

2.2.3. *Dispozitive speciale*

Pentru preluarea undelor de suprapresiune, mai importante în reţeaua de apă rece datorită variaţiilor mari de consum generate de robinetele de spălare sub presiune, s-au prevăzut la partea superioară a coloanelor de apă rece acumulatori hidraulici.

La extremitatea superioară a coloanelor s-au montat ventile automate de dezaerisire.

Avînd în vedere condiţiile puse de firma furnizoare a utilajelor de spălătorie privind limitarea durităţii apei la 4 grade germane, s-a prevăzut o instalaţie de dedurizare cu o capacitate de 10 m^3/oră, cu funcţionare automată, respectiv cu intrare în regenerare după fiecare 100 de ore de funcţionare.

2.2.4. *Schema de distribuţie. Elemente constructive*

La adoptarea schemei de distribuţie s-a urmărit realizarea unei soluţii care să asigure maximum de siguranţă în exploatare. În acest sens s-au prevăzut următoarele:

— alimentarea de la reţeaua publică prin două racorduri, fiecare în parte putînd acoperi singur consumul menajer;

— realizarea unei distribuţii inelare bazată pe trei inele suprapuse situate la subsol, la etajul 1 tehnic şi la etajul 9, avînd forma şi poziţia determinate de forma constructivă a clădirii, de repartizarea funcţiunilor şi de alcătuirea zonelor de presiune;

— echilibrarea consumurilor pe ramuri;

— legarea consumatorilor tehnologici pe ramuri diferite de cele ce deservesc zona de cazare.

S-a avut în vedere, de asemenea, să se realizeze o instalaţie elastică, în măsură să poată prelua uşor eforturile produse de dilatarea conductelor.

În ceea ce priveşte coloanele, acestea, nedepăşind pentru fiecare zonă de presiune lungimea de 30 m, nu au ridicat probleme speciale, cu atît mai mult cu cît legăturile la obiectele sanitare, executate liber sub planşeul fiecărei camere de baie — mascate prin plafonul demontabil de aluminiu — reprezintă un sistem articulat deosebit de elastic şi în acelaşi timp uşor accesibil pentru întreţinere şi reparaţii.

Eventualele defecţiuni la coloanele montate în ghene comune cu conductele instalaţiei de încălzire şi canale de ventilaţie vor putea fi identificate prin uşiţele de control montate în fiecare cameră de baie.

Întreaga reţea de conducte de alimentare cu apă este executată din ţevi de oţel zincate.

2.3. Canalizare

Evacuarea apelor uzate şi a apelor meteorice de pe terase şi balcoane se face la canalizarea publică prin două racorduri Dn 30 cm.

Pentru punctele de consum aflate sub nivelul străzii, apele uzate au fost colectate separat şi evacuate prin intermediul a două staţii de pompare pentru ape uzate, echipate cu pompe verticale cu rotor deschis, cu funcţionare automată comandată prin nivostate.

Cota pardoselii subsolului fiind situată în zona de fluctuaţie a nivelului pînzei de ape freatice, au fost executate drenaje pentru conducerea apelor, în perioadele de creştere, la rezervoarele de ape uzate, împiedicîndu-le să atingă cota pardoselii.

Coloanele de scurgere a apelor uzate menajere avînd o înălţime în linie dreaptă de cca 60 m — în zona de cazare — au fost prevăzute cu devieri de 20 cm la fiecare patru niveluri.

S-au montat coloane de ventilaţie secundară.

Materialele folosite pentru reţeaua de canalizare sînt :

— tuburi din fontă de scurgere pentru canalizarea menajeră ;

— ţevi din oţel pentru canalizarea apelor meteorice.

2.4. Piscina

Piscina, amplasată la etajul 22, este echipată cu un bazin de cca 90 m^3, precum şi cu instalaţii anexe: cabine sauna, duşuri speciale etc.

O instalaţie - bloc de filtrare - pompare a apei cu filtru sub presiune cu diatomit asigură recircularea întregului volum de apă în 6 ore.

Graţie formei sferice a filtrului, care elimină colţurile moarte şi care creează o suprafaţă de filtrare mare, gabaritul întregii instalaţii este foarte redus : 165 × 65 × 85 cm.

Practica exploatării acestor filtre recomandă funcţionarea lor intermitentă ; în acest scop, un mecanism de ceasornic întrerupe funcţionarea instalaţiei timp de 1 $^1/_2$ oră la fiecare 6 ore.

2.5. Izolaţii fonice şi hidrofuge

O problemă foarte importantă în clădiri de acest fel o constituie zgomotul.

Pentru ca instalaţiile sanitare — în general generatoare de zgomot — să fie cît mai silenţioase, s-au luat următoarele măsuri :

— folosirea unor armături silenţioase la obiectele sanitare (max. 25 dB conform certificatului de garanţie al firmei) ;

— folosirea robinetelor de spălare sub presiune la closete ;

— izolarea fonică a coloanelor de scurgere în zona de cazare ;

— utilizarea în staţiile de pompare a pompelor submersibile.

Măsuri speciale au fost luate şi în ceea ce priveşte împiedicarea pătrunderii apei de la un nivel la altul în punctele în care conductele traversează planşeele : de exemplu, în camerele de baie, la bucătăriile restaurantelor etc.

În acest scop, conductele respective au fost trecute prin manşoane de protecţie ce depăşesc nivelul pardoselii finite cu 10...15 mm, avînd la partea inferioară un guler de tablă de 200...500 mm diametru, înglobat în grosimea pardoselii.

Sub colectoarele de scurgere amplasate la plafonul încăperilor importante şi al celor cu finisaje deosebite s-au montat jgheaburi de tablă zincată.

3. INSTALAŢII DE GAZE

În scopul reducerii cheltuielilor de exploatare, bucătăriile hotelului au fost echipate cu utilaje încălzite cu gaze în toate cazurile cînd acest lucru a fost posibil din punct de vedere tehnic şi în măsura în care acest sistem de încălzire nu afectează calitatea produselor.

Întrucît centrala termică este amplasată în afara clădirii hotelului, instalaţia de gaze asigură numai consumul tehnologic la bucătării.

Proiectarea instalaţiei de gaze s-a făcut în condiţiile dificile create de faptul că unele bucătării (la subsol şi parter) erau complet închise, fără legătură cu exteriorul.

În acelaşi timp, utilajele — procurate din import — nu sînt prevăzute cu racord la coş, gazele arse, conduse în afara zonei de lucru — sub hotă — prin canale plasate în spatele fiecărui utilaj, trebuind să fie evacuate prin instalaţia de ventilaţie.

În aceste condiţii au fost luate măsuri speciale de protecţie, în sensul că fiecare grup de puncte de consum a fost dotat cu dispozitiv de siguranţă contra lipsei de gaz, precum şi cu ventil magnetic avînd rolul de a închide instalaţia de gaze în cazul opririi ventilatoarelor de introducere sau evacuare.

Aceste măsuri, asociate cu înaltul nivel calitativ al aparatelor, au permis realizarea unei instalaţii sigure în exploatare.

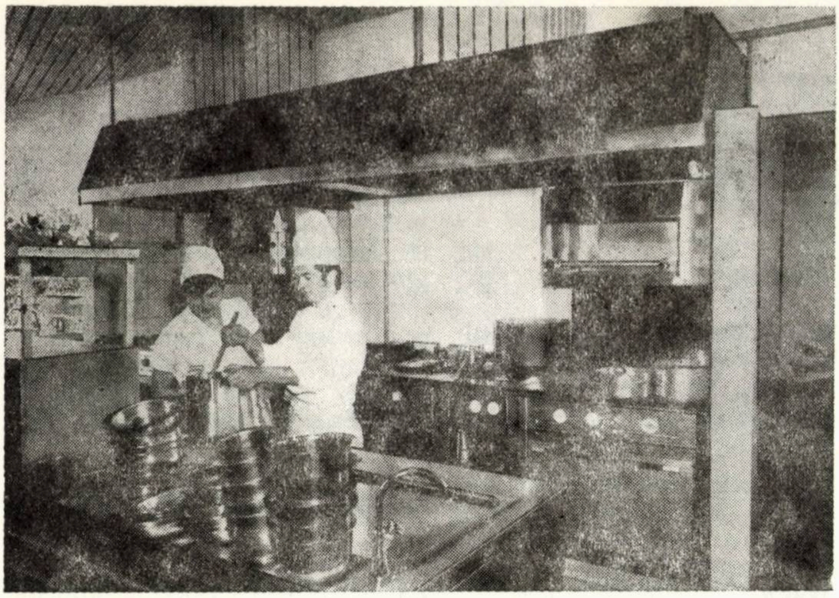


Fig. 4

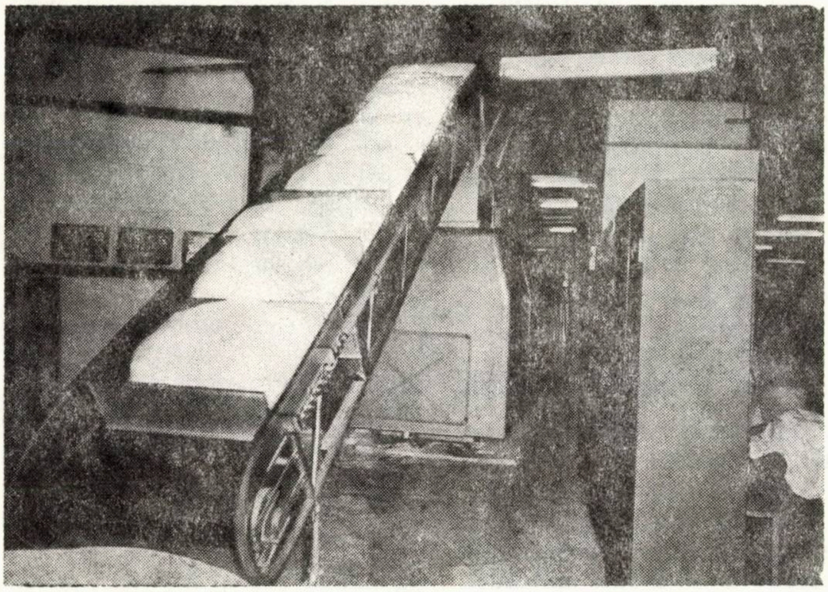


Fig. 5

4. UTILAJE DE BUCĂTĂRIE

Amploarea pe care a luat-o în ultima vreme turismul internațional, precum și continua intensificare a relațiilor culturale, științifice și comerciale cu numeroase țări ale lumii se materializează printr-o tot mai mare afluență de vizitatori străini în capitala țării noastre.

Hotelul *INTERCONTINENTAL* trebuie să facă față nivelului maxim al exigenței clientelei, ținînd seama de pretențiile gastronomiei internaționale, de preferințele vizitatorilor pentru preparatele străine, de condițiile de igienă desăvîrșită, de comoditate etc.

Bucătăriile hotelului, fiecare cu specificul său, trebuie să răspundă la cel mai înalt nivel tuturor acestor solicitări.

S-a urmărit realizarea unei tehnologii moderne, care permite economisirea de suprafață construită, necesită un personal calificat redus ca număr și limitează la minimum distanțele parcurse de personal în timpul serviciului.

Utilajele alese sînt de tip modulat — bloc, grupate în linii perpendiculare pe direcția fluxului funcțional (fig. 4).

S-a asigurat serviciul la cameră pentru oaspeții care solicită aceasta.

Întrucît, în unele cazuri, apa furnizată de rețeaua publică conține clor în exces, s-au prevăzut aparate locale de declorizare a apei la punctele de consum unde folosirea apei cu clor poate afecta calitatea produselor, și anume :

— la mașinile pentru producerea cuburilor de gheață ;

— la mașina pentru preparat înghețată ;

— la mașinile pentru preparat cafea.

5. UTILAJE DE SPĂLĂTORIE ȘI CURĂȚĂTORIE CHIMICĂ

Echiparea acestei unități tehnologice a hotelului s-a făcut ținînd seama de exigențele confortului unui hotel de lux.

În acest sens, au fost utilizate utilaje moderne de mare productivitate, bazate pe procesul de flux continuu, necesitînd minimum de intervenții între punctul de intrare a rufelor murdare și serviciul de intendență (fig. 5).

Rufele murdare pot fi trimise în spălătorie, fie prin tubul metalic cu guri de încărcare pe fiecare nivel, fie cu lifturile.

Paralel, pentru rufăria deosebit de fină și lenjeria clientelei a fost prevăzută o linie completă de spălare — stoarcere — uscare, echipată cu mașini de capacitate mică (30 . . . 50 kg).

Calandrul cu 3 valțuri este completat cu o mașină de pliat.

Pentru călcarea obiectelor de mici dimensiuni a fost montată o mașină specială.

Echipamentul este completat cu două seturi de prese.

În paralel cu spălătoria mecanică funcționează o curățătorie chimică.

★

Primele 24 de luni de funcționare a hotelului Intercontinental, incluzînd și două perioade de vîrf, precum și un număr de recepții date în onoarea unor oaspeți de cel mai înalt rang, au scos în evidență buna funcționare a tuturor instalațiilor de specialitate.

Creşterea gradului de industrializare şi a eficienţei economice a instalaţiilor

A VI-a Conferinţă de instalaţii (Sinaia, 19–21 octombrie 1972)

Cea de-a VI-a Conferinţă de instalaţii s-a desfăşurat la Sinaia, în perioada 19—21 octombrie 1972, avînd tematica ,,Creşterea gradului de industrializare şi a eficienţei economice a instalaţiilor".

Conferinţa a fost organizată de Consiliul Naţional al Inginerilor şi Tehnicienilor, Ministerul Construcţiilor Industriale şi Comitetul de Stat pentru Economia şi Administraţia Locală. Au participat peste 400 de specialişti din diverse domenii de activitate.

La începutul lucrărilor conferinţei participanţii au trimis o telegramă Comitetului Central al Partidului Comunist Român şi personal tovarăşului secretar general Nicolae Ceauşescu, asigurîndu-l că vor contribui activ la îndeplinirea şi depăşirea sarcinilor privind îmbunătăţirea muncii în construcţii.

Programul conferinţei a inclus şedinţe plenare şi pe secţii : instalaţii de încălzire, ventilare şi sanitare şi instalaţii electrice.

Cele 47 de referate elaborate pentru conferinţă de către 87 de autori au fost tipărite în volume şi distribuite înainte de conferinţă .

La conferinţă s-au prezentat numai raportul general şi 3 rapoarte de sinteză, în şedinţă plenară, şi cîte 3 rapoarte de sinteză în şedinţele pe secţii. Tematicile rapoartelor de sinteză au fost : concepţii moderne privind fiabilitatea instalaţiilor; industrializarea execuţiei lucrărilor de instalaţii ; creşterea eficienţei soluţiilor de instalaţii prin cercetare şi proiectare ; îmbunătăţirea caracteristicilor echipamentului şi materialelor de instalaţii.

Raportul general a fixat conţinutul tematicii în ansamblul problemelor de actualitate ce se pun în faţa construcţiilor şi a scos în evidenţă sarcinile ce revin inginerilor şi tehnicienilor instalatori în etapa actuală. In cele ce urmează se redă un fragment din raportul general.

,,Problema industrializării execuţiei instalaţiilor a fost analizată la toate conferinţele de instalaţii, mai deosebit la cea de-a V-a conferinţă. ca şi la numeroase simpozioane cu această temă, începînd încă din perioada 1960—1965 (exemplu : Bucureşti, Ploieşti, etc). Ne putem mîndri că între noi sînt colegi, lucrînd mai ales în unităţile de execuţie, dar şi dintre cei din proiectare, cercetare şi învăţămînt, care s-au dedicat cu multă dăruire acţiunii de extindere a industrializării execuţiei instalaţiilor. De asemenea, constatăm cu satisfacţie că în cadrul acestei acţiuni se pot evidenţia realizări deosebite, în special în organizarea unor puternice ateliere de prefabricate aparţinînd atît ministerelor, cît şi consiliilor populare care rivalizează cu industria republicană.

În acelaşi timp, analizînd modul cum se poate asigura o creştere a productivităţii muncii în construcţii — deci şi în instalaţii — într-un timp scurt, cu 100 %, constatăm că principala cale este o şi mai puternică industrializare a execuţiei şi că această acţiune trebuie să ia proporţii de masă. În acest sens, desigur că situaţia actuală, cu tot bilanţul pozitiv, nu constituie decît o bază de plecare pentru un puternic salt cantitativ şi calitativ.

Industrializarea execuţiei instalaţiilor se sprijină pe unele activităţi principale cum ar fi tipizarea şi prefabricarea subansamblurilor şi elementelor şi mecanizarea execuţiei pe şantier.

Aşa cum se subliniază curent, acţiunea de industrializare începe de pe planşeta proiectantului. Soluţia dată de către proiectant trebuie să se preteze la industrializare, iar acest criteriu trebuie să fie la fel de important ca şi eficienţa funcţională sau reducerea cheltuielilor materiale, iar indicatorul respectiv trebuie să facă parte din elementele de bază în aprecierea oricărei soluţii.

Unul din mijloacele principale cu care se poate interveni în proiectare pentru industrializarea execuţiei este utilizarea detaliilor tip. Tipizarea subansamblurilor şi elementelor de instalaţii permite executarea lor prefabricată, iar pentru proiectant constituie o economie de timp. Poate că unii proiectanţi nu apreciază această economie pentru simplul motiv că nu furnizează executantului o documentaţie pentru subansambluri şi elemente, lăsîndu-l pe acesta să se descurce cum poate. Această situaţie probabil că nu va mai dăinui mult, întrezărindu-se pentru viitor obligaţia de elaborare a întregii documentaţii de execuţie. De fapt, un început s-a făcut la proiectarea instalaţiilor tehnologice.

Referindu-ne la tipizarea detaliilor, trebuie accentuată că, o dată cu extinderea volumului de detalii tip, este necesară şi o concepţie nouă asupra conţinutului documentaţiei pentru executarea lor sub formă de prefabricate, elaborîndu-se în acest sens şi o documentaţie tehnologică şi nu numai cea funcţional-dimensională.

De menţionat că în prezent se programează o acţiune de revizuire şi completare a catalogului de detalii tip, prevăzîndu-se concepţii tehnologice care să permită reducerea consumului de materiale şi manoperă.

Mai trebuie adăugat că pentru realizarea prefabricată a subansamblurilor de conducte şi canale, avînd multe fitinguri. ca şi pentru uşurarea montajului, este necesar ca proiectul să conţină scheme isometrice şi eventual machete.

Acţiunea de tipizare, ca element ajutător al proiectării şi execuţiei, va trebui extinsă mai mult în domeniul unor obiecte funcţionale de instalaţii, cum ar fi centrale termice de toate tipurile, puncte termice, centrale de ventilare, staţii de hidrofor, centrale de aer comprimat etc.

Pentru reducerea cheltuielilor materiale şi ridicarea productivităţii muncii pe şantier trebuie promovate acele soluţii, care, fără a micşora eficienţa funcţională, stimulează prefabricarea şi duc la indici mai reduşi de cost şi consum de material. Se pot exemplifica soluţiile de jet concentrat în instalaţiile de ventilare sau cele de distribuţie monotubulare la instalaţia de încălzire centrală.

Asigurarea unor soluţii adecvate de proiectare şi acţiunea de tipizare nu constituie decît crearea unor condiţii favorabile industrializării. Aceasta însă se bazează, în primul rînd, pe existenţa unei reţele de ateliere în care să se execute subansamblurile şi elementele de instalaţii. Ne referim desigur la acele părţi ale instalaţiei, care, neexecutîndu-se în industrie, s-ar realiza astfel pe şantier în condiţii de calitate inferioară şi cu consum ridicat de manoperă şi materiale.

În ultimul an s-au cristalizat mai bine criteriile de organizare tehnologică a atelierelor de prefabricate la diferite trepte — ateliere centrale şi de şantier — şi se elaborează proiecte tip privind aceste ateliere.

Acţiunea de prefabricare trebuie extinsă însă şi la unele tehnologii, care, pînă în prezent, încă nu au părăsit şantierul, cum ar fi cele de izolare şi finisare a instalaţiilor.

Dar industrializarea execuţiei presupune reducerea consumului de manoperă şi pentru acele operaţii care nu se pot transfera de pe şantier, în general, operaţii de montaj al conductelor şi aparatajelor de instalaţii. Această activitate a fost privită pînă în prezent cu mai puţină atenţie, însă se poate considera că este absolut necesară începerea unei acţiuni de dotare cu mijloace de mecanizare. Referirea se face atît la scule şi dispozitive de mică mecanizare a operaţiilor de îmbinare şi montare a reţelelor, cît şi la mecanizarea operaţiilor grele, în special a celor de ridicare şi transport. Acţiunea trebuie combinată cu rezolvarea unor probleme tehnice, cum ar fi cele de prindere de elementele construcţiei, şi cu tipizarea tehnologiilor de execuţie.

În planul de studii şi proiecte tip pe anii 1972—1973 sînt prevăzute acţiuni care vor contribui la rezolvarea în etapa actuală a acestor probleme, dar această rezolvare probabil că va mai cere timp. Se simte lipsa elaborării în timp util a unui plan de perspectivă care să fi rezolvat la etapa respectivă problemele industrializării execuţiei.

Pentru viitor există speranţa evitării acestei situaţii prin studiile de prognoză care se elaborează în prezent.

Trecînd la a doua parte a tematicii actualei conferinţe, trebuie arătat că pentru instalaţii, sarcinile de asigurare a eficienţei economice nu pot fi decît strîns îmbinate cu cele de asigurare a eficienţei funcţionale. Realizarea unor instalaţii cu cheltuieli materiale reduse, într-un timp scurt şi cu eficienţă economică nu poate fi considerată satisfăcătoare decît dacă instalaţiile respective funcţionează bine, asigurînd parametrii scontaţi.

Este necesar a se sublinia că îndeplinirea sarcinii de creştere a eficienţei economice, ca şi a celei funcţionale, presupune în prezent o conlucrare a instalatorilor din toate domeniile de activitate, ea nemaiputînd fi specifică unui anumit domeniu, cum ar fi cercetarea, proiectarea sau execuţia.

Eficienţa, atît funcţională, cît şi economică, a instalaţiilor se bazează pe concepţia soluţiilor elaborate şi pe calitate, respectiv pe parametrii echipamentului utilizat.

Concepţia soluţiilor stă, în general, în mîna proiectanţilor. Ritmul rapid de elaborare a proiectelor face ca în prezent proiectarea să aibă un specific diferit de cel dintr-un trecut nu prea îndepărtat, şi aceasta în defavoarea posibilităţilor de gîndire a proiectanţilor. Proiectele, mai ales cele de construcţii, se predau eşalonat în mai multe părţi, ceea ce face ca necesităţile proiectanţilor de instalaţii — aflaţi printre ultimii în înlănţuirea tehnologică a proiectării — să nu mai poate fi luate în seamă. De unde rezultă o rutină în proiectare; în viteză, se preferă să se dea aceeaşi soluţie ca la proiectul precedent, fără ca gîndirea de concepţie să mai poată interveni cu ceva.

Situaţia nu este corespunzătoare, şi în condiţiile actuale nu se conturează posibilităţi de îmbunătăţire pentru viitorul apropiat. De aceea, sînt necesare măsuri radicale, dintre care cea mai importantă este crearea unei baze puternice de studii şi cercetări, care să analizeze şi să experimenteze soluţii noi şi să le difuzeze proiectanţilor în vederea aplicării.

Se constată, şi cu acest prilej, cum raportul firesc construcţii-instalaţii, concretizat cel mai bine prin raportul existent în devizul unei lucrări, nu se regăseşte — şi aceasta în defavoarea instalatorilor în ponderea acordată instalatorilor — în diferite activităţi de cercetare, studii etc.

Şi totuşi, în această situaţie de fapt, activitatea de studii — cercetări a făcut progrese într-o serie de probleme cum ar fi cele privind: protecţia termică a clădirilor civile şi industriale, promovarea unor soluţii eficiente de încălzire — ventilare (ex. soluţia amintită a jetului concentrat de industrie), stabilirea domeniului de utilizare optimă a diferitelor soluţii de încălzire, ventilare etc. sau cercetările privind raţionalizarea metodelor de calcul luminotehnic al instalaţiilor de iluminat întreprinse la iniţiativa C.S.E.A.L. şi pe baza cărora apar reale posibilităţi de îmbunătăţire, în sensul eficienţei, a metodelor de proiectare a iluminatului electric.

Activitatea de studii se desfăşoară cu bune rezultate în cadrul institutelor centrale — I.P.C. şi ISART — perfecţionarea ei fiind relativ facilă prin mărirea capacităţii colectivelor. Experienţa din ultimii ani arată însă că la toate studiile, cîmpul teoretic de explorare se epuizează rapid şi intervine o etapă în care mai departe nu se mai poate merge fără concursul experimentului. În momentul cînd se apelează însă la baza de cercetări intervine o strangulare. Această situaţie a făcut ca unele probleme, cum ar fi cele privind încălzirea şi ventilarea halelor industriale, să nu-şi găsească încă rezolvarea, datorită capacităţilor cu totul insuficiente ale bazei de cercetare în instalaţii.

Se impun deci măsuri de reglementare a acestei situaţii şi ne exprimăm speranţa că harnicul şi competentul colectiv de instalatori din INCERC se va putea mări — aşa cum se preconizează — şi va fi dotat cu o nouă bază de cercetări, concepută şi prevăzută de foarte mult timp.

Dacă am subliniat unele dificultăţi în activitatea de proiectare, rezultă cu atît mai important rolul actual al proiectului, în faţa căruia stă un cîmp din ce în ce mai mare de parametri pe care trebuie să-i satisfacă. Soluţia sa trebuie să fie optimă, chiar dacă nu a avut posibilitatea să studieze variante; să satisfacă funcţionalitatea dorită; să aibă indici reduşi de cost şi de consum de materiale — în special metal; să ofere o exploatare sigură şi economică; să permită industrializarea, condiţie enumerată ultima, dar pe primul loc în ierarhia momentului actual.

În situaţia în care baza proprie de studii şi cercetări nu ţine încă pasul cu necesităţile sporite de noi soluţii, proiectanţii trebuie să ştie să se documenteze mai bine — desigur cu mult discernămînt — asupra unor noi soluţii aplicate în străinătate sau de către colegii din ţară. În acest sens, o revistă de instalaţii şi-ar aduce aportul său important; de menţionat că pentru apariţia ei — cerută în repetate rînduri în conferinţele noastre — s-au făcut unii paşi înainte, chiar dacă aceştia par modeşti. Dar pînă atunci, colegii instalatori îşi împărtăşesc destul de puţin experienţa în spaţiul pus la dispoziţie de alte publicaţii.

În situaţia descrisă, un rol crescînd îl au prescripţiile tehnice de specialitate, găsindu-se o pondere optimă a numărului acestora. Prin elaborarea unor normative de bază şi a unor prescripţii de calcul sau de execuţie se poate interveni eficient în activitatea de directivare a proiectării şi execuţiei.

Activitatea care este acum în curs de desfăşurare privind elaborarea de normative pentru instalaţiile de încălzire, de ventilare şi sanitare, îşi dă roadele, proiectele fiind în faze diferite de pregătire şi aprobare.

Preocuparea pentru aceste normative va continua desigur şi după apariţia primei ediţii în vederea îmbunătăţirii lor permanente".

★

In programul conferinţei au fost incluse şi două mese rotunde avînd ca temă: actualitatea prescripţiilor tehnice de calcul şi execuţie; raţionalizarea metodelor de calcul luminotehnic al instalaţiilor de iluminat (ultima a fost organizată în colaborare cu Comitetul Naţional Român pentru Comisia Internaţională de Iluminat).

Participanţii la conferinţă au contribuit activ, prin discuţiile purtate şi propunerile făcute, la elaborarea unor concluzii, care vor sta la baza planurilor de măsuri pentru îmbunătăţirea activităţii în instalaţii, pe plan central şi local.

In cadrul conferinţei s-a prezentat şi o informare cu privire la aplicarea în proiectare a concluziilor Conferinţei a V-a de instalaţii (octombrie—1971).

Cu ocazia conferinţei a fost organizat şi un stand cu unele produse ale întreprinderilor aparţinînd Centralei de producţie industrială (M.C.Ind.): I.A.I.C.A. şi I.C.M.A, ca şi unele corpuri de iluminat realizate de Trustul Carpaţi, Electrofar şi RECOM.

Conferinţa a VI-a de instalaţii s-a dovedit a fi, în ansamblul său, o manifestare reuşită a specialiştilor instalatori, una din formele eficiente pentru îmbunătăţirea activităţii lor.

Ing. **Achile Petrescu**
Preşedinte al Comisiei de instalaţii a C.N.I.T.

SIMPOZIOANELE F.I.P. DE LA TBILISI

Septembrie 1972

Între 25 şi 30 septembrie 1972 au avut loc la Tbilisi-U.R.S.S. două importante simpozioane organizate de Federaţia Internaţilonală de Precomprimare, în colaborare cu GOSSTROI şi Grupul Sovietic de Precomprimare, şi anume:

— Simpozionul F.I.P. ,,*Structuri acvatice din beton*'' *şi*

— Simpozionul F.I.P. ,,*Structuri din beton precomprimat în zone seismice*''

La cele două simpozioane au participat circa 500 de specialişti din 35 de ţări, din care aproape 200 din afara U.R.S.S.

1. Simpozionul ,,Structuri acvatice din beton''

Lucrările simpozionului, desfăşurate sub conducerea lui Ben C. Gerwick Jr. (S.U.A.), au cuprins două teme:

— Tema I: ,,Utilizarea betonului precomprimat la structuri plutitoare şi subacvatice''

— Tema II: ,,Consideraţii şi probleme privind proiectarea şi realizarea lucrărilor acvatice din beton''.

a) La tema I, ,,*Utilizarea betonului precomprimat la structuri plutitoare şi subacvatice*'', raportul general a fost prezentat de F. Hansen (Anglia), pe baza a 14 rapoarte de specialitate transmise de specialiştii din Anglia, Danemarca, Fiji, Norvegia, Olanda, Suedia, S.U.A. şi U.R.S.S.

Raportul general arată de la început că metoda de construcţie este aceea care determină concepţia lucrărilor acvatice (de suprafaţă sau imersate) şi, în legătură cu aceasta, împarte aceste construcţii în cinci categorii:

— construcţii neancorate, plutind liber (vase şi nave);

— construcţii ancorate, plutind pe suprafaţa apei (docuri, aeroporturi, rezervoare);

— construcţii ancorate (flotabilitate pozitivă), plutind sub nivelul apei (tuneluri submarine);

— construcţii susţinute la partea inferioară (flotabilitate negativă), amplasate deasupra fundului mării (tuneluri);

— construcţii susţinute la partea inferioară (flotabilitate negativă), amplasate pe sau sub nivelul fundului mării (lucrări portuare, uzine maremotrice, chesoane pentru faruri de larg, rezervoare submarine pentru beton, chesoane pentru pile de poduri etc.).

Cele mai multe probleme şi totodată exemple de lucrări realizate se referă la ultima categorie de construcţii, care implică studii aprofundate privind: stabilitatea, impermeabilitatea, durabilitatea, realizarea precomprimării transversale şi longitudinale, precum şi rezolvarea unor probleme teoretice de calcul şi a problemelor practice de realizare.

În concluzia raportului general se arată cererea crescîndă pentru toate genurile de construcţii acvatice, la care betonul precomprimat constituie de multe ori o soluţie economică şi tehnică unică.

b) La tema II, ,,*Consideraţii şi probleme privind proiectarea şi realizarea lucrărilor acvatice de beton*'', raportul general, prezentat de Ben G. Gerwick Jr., se bazează pe 23 de rapoarte de specialitate din Anglia, Danemarca, Franţa, R.D. Germană, Hong-Kong, Italia, Japonia, Norvegia, Olanda, S.U.A şi U.R.S.S.

Raportul general sintetizează problemele şi concluziile rezultate din rapoarte pe următoarele subdiviziuni:

— consideraţii legate de mediu (condiţii de solicitare, temperatură, agresivitate etc.);

— durabilitate (compoziţia betonului, protecţia armăturii);

— parametri, criterii şi metode de calcul (încărcări hidrostatice, oboseală, presiuni mari, încercări);

— materiale (ferociment, beton cu polimeri, fibre speciale);

— metode şi procedee de construcţie (betoane sub apă, construcţia navelor de beton);

— lansarea, remorcarea şi instalarea pe amplasament;

— controlul calităţii, inspecţii şi reparaţii;

— aplicaţii concepţionale noi (precomprimare sub apă, rosturi etc);

— concluzii.

În concluzii, raportul arată că tehnica construcţiilor acvatice din beton este la început, dar face progrese rapide, bazate pe studii şi cercetări aprofundate care sînt în curs şi care trebuie continuate şi dezvoltate. Betonul constituie cel mai adecvat material de construcţie pentru aceste lucrări, de aceea performanţele şi trebuie continuu îmbunătăţite.

2. Simpozionul ,,Structuri din beton precomprimat în zone seismice''

Lucrările simpozionului, desfăşurate sub conducerea prof. K.V. Mihailov, au cuprins patru teme:

— Tema I: ,,Concepţia şi realizarea lucrărilor din beton precomprimat în regiuni seismice. Norme de calcul''.

— Tema II: ,,Cercetări asupra structurilor precomprimate situate în regiuni seismice. Metode şi rezultate''.

— Tema III: ,,Folosirea betonului precomprimat la construcţii prefabricate în zone seismice''.

— Tema IV: ,,Experienţa comportării lucrărilor din beton precomprimat în cursul cutremurelor''.

a) La tema I, ,,*Concepţia şi realizarea lucrărilor din beton precomprimat în regiuni seismice, Norme de calcul*'', raportul general a fost prezentat de K.S Zavriev (U.R.S.S.), avînd la bază 11 rapoarte de specialitate din următoarele ţări: Japonia, Spania şi U.R.S.S.

În raportul general se trec în revistă lucrările ce au făcut obiectul rapoartelor de specialitate, precum şi problemele aferente, în special în ce priveşte normele de calcul, sistematizate în următoarele grupe:

— lucrări în beton armat obişnuit (fundaţii de construcţie specială pentru clădiri, piloţi pentru cheiuri, structuri de clădiri);

— rezistenţa la cutremur a betonului precomprimat (concepţie şi condiţii pe proiectare pentru structuri de clădiri, poduri, caracteristicile de rezistenţă şi deformaţii ale materialelor, problema rosturilor etc.);

— lucrări de beton preturnate şi precomprimate (planşee);

— structuri în beton precomprimat (pentru construcţii etajate).

În concluzie, raportul general arată că în ultimii ani s-au acumulat experienţă, interes şi rezultate numeroase privind concepţia şi realizarea lucrărilor din beton precomprimat în regiuni seismice, pentru care s-au elaborat metode analitice de calcul. O atenţie specială s-a acordat modului de eliminare a pericolului de rupere fragilă a betonului precomprimat, prin impunerea condiţiilor ca efortul de rupere să fie cu cel puţin 25% mai mare decît cel de fisurare şi oţelul superior să aibă o alungire limită la rupere de cel puţin 4%.

Problema utilizării structurilor din beton precomprimat în zone seismice comportă şi alte aspecte (ca de ex. alcătuirea îmbinărilor), care mai necesită studii şi cercetări.

b) La tema II, ,,*Cercetări asupra structurilor precomprimate situate în regiuni seismice. Metode şi rezultate*'', raportul general a fost prezentat de S. Ban (Japonia), pe baza a 15 rapoarte de specialitate din următoarele ţări: Japonia, Noua Zeelandă, S.U.A. şi U.R.S.S. La această temă s-a prezentat cel mai mare număr de rapoarte şi a existat cea mai mare participare la discuţii.

Raportul general a sintetizat cuprinsul rapoartelor şi al contribuţiilor proprii pe următoarele grupe de probleme:

— probleme de cercetare privind construcţiile (clădiri şi poduri) în regiuni seismice (probleme de concepţie legate de constatări făcute în urma cutremurelor ce au avut loc; studiul reacţiilor dinamice şi al interacţiunilor între mişcarea solului şi cea a structurii; caracteristicile proprii ale structurii şi materialelor);

— instalaţii de încercare pentru construcţii antiseismice (maşini de încercare la oboseală cu frecvenţă redusă, standuri de încercare de mare capacitate, platforme vibrante);

— rezultate ale cercetărilor (evaluarea proprietăţilor dinamice, caracteristici de amortizare în domeniul plastic după rupere; gradul de ductilitate la rupere prin încovoiere etc.).

În cadrul discuţiilor la această temă au luat cuvîntul specialiştii români prof. ing. Al. Negoiţă (prezentarea platformei vibrante de la filiala INCERC-Iaşi) şi ing. M. Lupan (prezentarea cercetărilor şi experimentărilor privind folosirea precomprimării verticale la clădirile din panouri mari situate în regiuni seismice).

În concluzia raportului general se arată că în baza cercetărilor efectuate se poate estima că structurile din beton precomprimat sînt apte să reziste la solicitări seismice, fiind folosite pe scară largă la poduri şi clădiri înalte şi urmînd a fi extinse şi la alte construcţii, datorită avantajelor sale structurale, economice şi tehnice. Totodată mai rămîn o serie de probleme de concepţie şi calcul ce trebuie lămurite prin cercetări ulterioare (interacţiunea sol-structură; ductilitatea elementelor şi a materialelor, rezistenţa la oboseală, comportarea betonului precomprimat în domeniul plastic, mod de rupere etc.).

c) La tema III, ,,*Folosirea betonului precomprimat la construcţii prefabricate în zone seismice*'', raportul general elaborat de J.Despeyroux (Franţa), pe baza a opt rapoarte de specialitate din Bulgaria, S.U.A. şi U.R.S.S., a fost prezentat de R. Lacroix (Franţa).

De la început autorul arată că betonul precomprimat constituie o soluţie eficientă şi adaptabilă pentru structuri în regiuni seismice. În continuare, raportul general prezintă problemele legate de folosirea betonului precomprimat la construcţiile din elemente prefabricate în zone seismice, sistematizate după cum urmează:

— condiţii generale pentru utilizarea betonului precomprimat în construcţiile antiseismice (clase de verificare, ductilitatea şi capacitatea de absorbţie a energiei, încărcări repetate, amortizare etc.);

— comportarea structurilor din beton precomprimat prefabricat în cursul unor cutremure recente (Anchorage, Niigata);

— dezvoltări recente în aplicarea betonului precomprimat prefabricat la construcţii antiseismice (concepţia generală a sistemului de contravîntuire, contravîntuiri prin structuri plane, contravîntuiri cu schelet, cadre în beton precomprimat, asamblări prin precomprimare, procedee şi materiale speciale).

În a doua parte a raportului se prezintă realizări practice:

— structuri de clădiri (planşee, contravîntuiri cu console);

— lucrări de artă;

— utilizarea betoanelor uşoare;

— utilizări speciale.

În concluzie, raportul general arată marea diversitate a soluţiilor ce pot fi adoptate pentru construcţii din beton precomprimat prefabricat în regiuni seismice, subliniind că asamblarea prin precomprimare poate fi considerată ca un sistem eficient ce poate fi bine adaptat condiţiilor specifice ale acestor construcţii.

d) La tema IV, ,,*Experienţa comportării lucrărilor din beton precomprimat în cursul cutremurelor*'', raportul general a fost prezentat de B. Zezelj (Iugoslavia), care, avînd la bază numai patru rapoarte de specialitate din India, Japonia şi S.U.A., a trebuit să cuprindă o importantă contribuţie a autorului.

După o scurtă introducere referitoare la importanţa cunoaşterii comportării lucrărilor din beton precomprimat în cursul cutremurelor, raportul prezintă date privind comportarea unor astfel de lucrări la o serie de cutremure importante ca:

— cutremurul de la Skopje — 1965 (sală de expoziţie, depozit uzinal, atelier de reparaţii, magazine, atelier uzinal, uzină textilă);

— cutremurul din Alaska — 1964 (clădire etajată, clădiri parter cu elemente T distruse etc.);

— cutremure din Japonia (Niigata — 1964; Tokachi Oki-1968; Ebino-1968);

— cutremurul de la Ulcinj-Bor (Iugoslavia) — 1968 (depozite);

— cutremurul de la Banjaluka — 1969 (clădiri etajate);

— cutremurul de la San Fernando — 1971 (poduri şi alte lucrări).

Din această prezentare, autorul conchide că lucrările în beton precomprimat au avut o comportare mai bună sau cel puţin egală cu a celor de beton armat şi că nu există nici un motiv pentru a limita folosirea acestui material.

În ultima parte a raportului se trec în revistă factorii care intervin în rezistenţa seismică a construcţiilor, insistîndu-se în special asupra erorilor ce se fac în concepţia clădirilor şi care duc la ruini în timpul cutremurelor. De asemenea, se arată rolul precomprimării la construcţiile antiseismice, în special prin asigurarea rezistenţei tridimensionale care se poate obţine cu ajutorul acesteia.

★

Simpozionale F.I.P. de la Tbilisi au constituit o manifestare tehnico-ştiinţifică de mare succes, atît prin importanţa, actualitatea problemelor dezbătute şi prin calitatea lucrărilor prezentate, cît şi prin nivelul ridicat al participării din punct de vedere al numărului şi al personalităţii specialiştilor prezenţi.

Cunoaşterea şi studierea rapoartelor prezentate constituie un interes deosebit pentru specialiştii din ţara noastră, pentru dezvoltarea utilizării betonului precomprimat, atît la lucrări în regiuni seismice, cît şi într-un domeniu nou de aplicare — lucrări acvatice — cu mari perspective de viitor.

CONGRESUL AL VII-LEA F.I.P.

New York, mai-iunie 1974

Cel de-al VII-lea Congres al Federaţiei Internaţionale de Precomprimare — F.I.P. — care va avea loc la New York între 25 mai şi 1 iulie 1974, în organizarea F.I.P. şi a Institutului american pentru beton (A.C.I.), se anunţă a fi de un mare interes pentru specialiştii în domeniul betonului precomprimat datorită atît conţinutului programului, cît şi unor noutăţi privind modul lui de prezentare.

Sub aspectul conţinutului, trebuie remarcat accentul care se pune, în special, pe două direcţii principale legate de dezvoltarea betonului precompimat şi a tehnicilor asociate, şi anume: industrializarea betonului precomprimat şi tendinţe noi privind viitorul acestor tehnici şi a domeniilor de aplicare.

În ceea ce priveşte modul de prezenzare, Congresul al VII-lea F.I.P. reuneşte toate formele moderne de manifestare ce pot fi adoptate la marile congrese internaţionale, ca:

— *şedinţe plenare, cu traducere simultană în cele 4 limbi* oficiale F.I.P. de mare circulaţie (engleză, franceză, rusă şi germană), pentru prezentarea temelor mai importante şi a unor conferinţe ale unor specialişti cu renume mondial pentru probleme privind tendinţe de viitor, inclusiv prezentarea de construcţii remarcabile în beton precomprimat de către grupele naţionale F.I.P.;

— *şedinţe pe secţii*, organizate separat în fiecare din cele 4 limbi (la alegerea participanţilor) pentru prezentarea contribuţiilor tehnice individuale asupra diferitelor teme din program;

— *seminarii*, în limba engleză, organizate pe anumite probleme speciale;

— *şedinţe deschise* ale comisiilor de specialitate F.I.P., pentru prezentarea rapoartelor asupra activităţii şi stadiului problemelor ce au fost obiectul activităţii acestora;

— filme tehnice;

— vizite tehnice;

— expoziţie tehnică (materiale, procedee, utilaje).

Principalele puncte ale programului cuprind următoarele subiecte şi forme de prezentare:

I. *Şedinţe plenare pe următoarele probleme* :

1. Prezentarea de conferinţe privind : ,,*Provocarea viitorului*'' (Challenge of the Future), cu 4 teme :

— Progrese în betonul de înaltă rezistenţă,

— Căi de transport urbane,

— Structuri pentru controlul poluării,

— Transportul rapid.

2. *Industrializarea construcţiei de clădiri* (inclusiv prezentarea de construcţii remarcabile) pentru :

— Clădiri de locuit,

— Clădiri industriale,

— Clădiri administrative.

3. *Folosirea betonului precomprimat la structuri remarcabile pentru construcţii speciale* (în afară de poduri şi clădiri), inclusiv prezentarea de metode noi pentru promovarea utilizării betonului precomprimat (dezvoltarea producţiei, reclamă, marketing etc.).

4. *Construcţii de poduri* (metode noi şi construcţii remarcabile).

5. *Producţia de masă a elementelor prefabricate din beton* precomprimat (planşee, stîlpi, piloţi, traverse, grinzi etc.).

II. *Contribuţii tehnice individuale* privind :

— Construcţii în beton precomprimat — realizări (proiectare şi execuţie).

— Noi materiale, produse şi tehnologii.

— Cercetări în domeniul betonului precomprimat.

III. *Seminarii* pentru discutarea următoarelor probleme :

— Fundaţii şi ancoraje în teren,

— Centrale atomoelectrice,

— Rezistenţa la foc.

IV. *Şedinţe ale comisiilor de lucru F.I.P.* privind :

— Execuţia lucrărilor,

— Beton uşor,

— Structuri seismice,

— Structuri acvatice,

— Fundaţii de maşini,

— Oţeluri pentru pretensionare şi ancoraje,

— Betoane speciale.

Aşa cum este conceput, programul congresului se adresează tuturor specialiştilor din : cercetare, proiectare, producţia industrială de materiale şi elemente, şantiere de construcţii, care lucrează în domeniul precomprimării.

Informaţii mai detaliate pot fi obţinute de la Secretariatul Secţiei de Construcţii din Consiliul Naţional al Inginerilor şi Tehnicienilor, Bucureşti, Calea Victoriei 118.

Ing. **Mircea Lupan**
Preşedintele Grupului Român
de Precomprimare

CONGRESUL AL VI-LEA C.I.B.

„IMPACTUL CERCETĂRII ASUPRA MEDIULUI ÎNCONJURĂTOR CONSTRUIT”

Budapesta, octombrie 1974*

Al VI-lea Congres al Consiliului Internaţional al Construcţiilor pentru Cercetare, Studii şi Docmentare — C.I.B. — va avea loc la Budapesta între 3 şi 10 octombrie 1974, în organizarea C.I.B. şi a Institutului de Cercetări în Construcţii — E.T.I. — din Ungaria, al cărui director, prof. dr. Gy. Sebestyen, este actualul preşedinte al C.I.B.

TEMATICA CONGRESULUI cuprinde dezbaterea următoarelor subiecte :

I. Exigenţele utilizatorilor şi mediul construit

Construcţiile sînt executate pentru a satisface pe locatarii care le vor ocupa. De aceea sîntem interesaţi să ne perfecţionăm cunoştinţele asupra necesităţilor locatarilor.

Sîntem interesaţi să vedem cum mediul înconjurător construit poate fi pus de acord, în modul cel mai deplin, cu exigenţele umane.

Subiectele implicate în această grupă se referă la o întreagă gamă de aspecte, de la progresul şi bunăstarea individuală pînă la controlul acţiunilor dăunătoare, ca zgomotul, poluarea atmosferică şi a apelor etc.

Contribuţiile asupra subiectului ,,exigenţelor utilizatorilor'' trebuie să se refere nu numai la necesităţile individuale dar şi la cele ale grupurilor, familiilor şi colectivităţilor.

II. **Impactul cercetării asupra proiectării** (incluzînd şi cercetarea asupra materialelor, elementelor şi metodelor — procedeelor — folosite în construcţii) :

1. Direcţii noi în domeniul materialelor de construcţie, atît în ce priveşte materialele tradiţionale, cît şi noile materiale.

2. Impactul cercetărilor privind focul, zgomotul, căldura şi umiditatea, asupra pereţilor, planşeelor şi acoperişurilor. Influenţa cercetării asupra proiectării sistemelor de încălzire, ventilaţie şi de condiţionare a aerului.

3. Proiectarea structurilor portante şi rezistente la foc, incluzînd problemele clădirilor înalte, ale clădirilor din panouri mari şi problemele noului mod de apreciere a siguranţei folosind metode probabilistice, precum şi determinarea încărcărilor, inclusiv a celor din zăpadă şi vînt.

4. Noi tehnologii în domeniul betonului şi betonului armat, monolit şi prefabricat (construcţii din panouri mari) etc.

5. Noi tehnologii în domeniul construcţiilor uşoare, pereţi cortină, elemente tridimensionale, case mobile, structuri aerostatice etc.

6. Tipuri de clădiri. Aplicarea cercetării în proiectarea funcţională de arhitectură şi în raport cu diferite tipuri de clădiri.

Accentul trebuie pus pe impactul cercetării asupra proiectării ; de aceea, specialiştii în diferite domenii (acustică, încălzire, foc etc.) sînt invitaţi să prezinte rapoarte asupra fiecărui subiect specificat mai sus, astfel încît practicienii inaintaţi să poată obţine o imagine completă asupra contribuţiei cercetării în diferite domenii,.

III. Impactul cercetării asupra proceselor de conducere

Metodele de conducere tradiţionale tind să devină mai neprecise şi să fie bazate în mare măsură pe experienţă şi judecată individuală. Stimulate întrucîtva de eforturile crescînde spre industrializare, noi metode, mai precise, pentru conducerea proiectării, execuţiei şi punerii în funcţiune a construcţiilor au ieşit la iveală din stadiul lor de cercetare. Acestea cuprind mijloace ca modele matematice, cercetări operaționale, analiza sistemelor, analiza valorii și teoria informațiilor.

---

* Prelucrare după primul anunţ al Comitetului de organizare (decembrie 1972)

Rapoartele așteptate asupra acestor teme și discuțiile ce vor rezulta vor fi orientate în primul rînd spre aplicarea practică a unor astfel de metode și apoi spre identificarea acelor domenii către care trebuie îndreptate cercetări ulterioare.

IV. Standarde și regulamente de construcții

Noi concepte în domeniul standardelor și regulamentelor (agremente, avize tehnice, exigențe de performanță) pot fi văzute în toată lumea.

Internaționalizarea crescîndă a anumitor activități în construcții (comerțul exterior în domeniul materialelor și elementelor de construcție, licențe de *know-how* privind diferite sisteme constructive și exportul de proiecte) reclamă ca anumite principii ale regulamentelor de construcții să devină aplicabile pe plan internațional.

Sînt așteptate rapoarte asupra lucrărilor curente privind dezvoltarea standardelor și regulamentelor de construcții în diferite țări, asupra problemelor inerente dezvoltării unei mai consistente apropieri internaționale în această privință și asupra soluțiilor ce ar putea fi adoptate.

V. Impactul dezvoltării informațiilor asupra construcțiilor

Constructorii trebuie să facă față unei cantități copleșitoare de informații, prezentate sub forme tradiționale și noi. Ei trebuie să decidă care informație trebuie reținută, care sisteme trebuie aplicate și ce utilaje de manipulare trebuie adoptate.

Este scopul nostru să facilităm deciziile ce trebuie luate de constructori și de industria de construcții asupra serierii informațiilor.

Se așteaptă rapoarte care să trateze teme de bază ca :

— creșterea eficienței procesului de construcții prin perfecționarea sistemului informațional ;

— satisfacerea exigențelor utilizatorilor prin dezvoltări recente în sistemul informațional ;

— schimbări în procesul de construcție generate de dezvoltarea sistemului informațional.

VI. Responsabilitatea și dezvoltarea viitoare a cercetării în construcții

1. Responsabilitatea cercetării. Fondurile pentru finanțarea cercetării sînt obținute din surse variate și sub o serie de condiții aferente.

Există o largă și variată experiență în cadrul organizațiilor de cercetare în construcții, asupra diferitelor aranjamente (proceduri) stabilite cu beneficiarii cercetării și se intenționează să se examineze și să se evalueze calitățile diferitelor proceduri pentru o serie de cazuri. Se solicită rapoarte de la cei angajați în cercetare, în institute de cercetări, în universități, în producție, industrie sau în instituții guvernamentale. Se intenționează să se cuprindă atît experiența sistemelor cu economie capitalistă, cît și a sistemelor cu economie socialistă, planificată.

2. Dezvoltarea viitoare a cercetării în construcții. Cercetarea în construcții și-a extins de-a lungul anilor domeniile în care este interesată, de la materiale și structuri la multe alte teme ca : exigențele utilizatorilor, procesul de construcție și chiar în domeniul larg al planificării ; în acest scop s-a schimbat, de asemenea, și accentul, de ex. în ultimii ani există un mult mai mare interes pentru aspectele sociale și economice.

Acest congres va oferi ocazia de a se discuta, probabil, direcțiile în ce privește necesitățile de cercetare și implicațiile pentru planificarea actuală a cercetării, pentru a putea dispune de aceste necesități în viitor.

Se solicită contribuții asupra diferiților factori care pot afecta modelele cercetării, prin schimbări în necesitățile societății, ale statului sau în tehnologie ; contribuțiile trebuie să includă, dacă e posibil, metode propuse pentru prognozarea mai precisă a necesităților de cercetare în viitor.

În toate domeniile de mai sus, rapoartele trebuie să se concentreze asupra *impactului cercetării asupra construcțiilor.*

SISTEMUL CONGRESULUI ȘI PUBLICAȚII

Specialiștii interesați sînt invitați să se înscrie cu rapoarte de maximum 2000 cuvinte asupra unuia sau mai multor subiecte ale congresului și să trimită, spre examinare, titlurile propuse și scurte schițe ale rapoartelor (max. 200 cuvinte) cu care vor contribui, pînă cel mai tîrziu la *15* **martie** *1973.*

Limbile oficiale ale congresului sînt engleza și franceza.

La fiecare temă (subiect) din programul congresului, discuțiile vor fi deschise de un raportor, care va rezuma și aprecia, pe scurt, rapoartele prezentate la tema respectivă, subliniind direcțiile de cercetare în construcții. Discuțiile vor ocupa cea mai mare parte a fiecărei ședințe.

Materialul congresului va fi publicat în două volume :

— Volumul I, care va fi distribuit praticipanților înainte de congres, va conține rapoartele scurte tipărite.

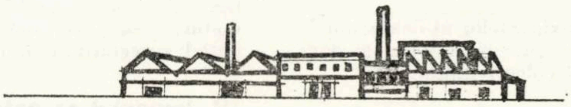
— Rapoartele generale, discuțiile și dările de seamă asupra ședințelor de deschidere și închidere vor apare în volumul II, după congres.

Termenul ultim pentru prezentarea manuscriselor ce vor fi publicate în vol. I este *15* **decembrie** *1973.*

Rapoartele pot fi prezentate în oricare din cele două limbi oficiale.

Rapoartele vor fi trimise pe următoarea adresă :

Secretariat of CIB 6th Congress
Hungarian Institute for Building Science — ETI
Budapest XI
David Ferenc u. 6
HUNGARY



RECENZII

Hubert Rüsch

STAHLBETON—SPANNBETON

BAND I — WERKSTOFFEIGENSCHAFTEN—BEMESSUNGVERFAHREN

Beton armat—Beton precomprima

Vol. I — Proprietățile materialelor și metode de dimensionare

Düsseldorf, Werner-Verlag, 1972, 358 pag., 247 fig.

Rüsch

Stahlbeton
Spannbeton

Band 1
Werkstoffeigenschaften
Bemessungsverfahren.

Werner-Verlag

Manualul de beton armat și beton precomprimat al cunoscutului profesor Hubert Rüsch de la Școala politehnică din München este prima lucrare apărută în R.F.G. care urmărește, cu o deosebită claritate și competență, familiarizarea studenților și inginerilor proiectanți cu noile norme *DIN 1 045* ,,*Beton und Stahlbeton—Bemessung und Ausführung*'' (Beton și beton armat — Dimensionare și execuție), intrate în vigoare în ian. 1972 și bazate pe principiile calculului la stări limită; pentru betonul precomprimat se folosesc în continuare prevederile normelor *DIN 4227* ,,*Spannbeton, Richtlinien für Bemessung und Ausführung*'' (Beton precomprimat, Instrucțiuni pentru dimensionare și execuție) modificate deocamdată numai în măsura în care erau în contradicție cu noile norme DIN 1045.

Volumul 1, conceput ca un tratat clasic de beton armat și beton precomprimat, este împărțit în patru părți. Volumul 2 ,,*Anwendung mit Bewehrungsbeispielen*'' (Aplicații cu exemple de armare) se află sub tipar.

Partea I cuprinde o scurtă trecere în revistă a dezvoltării betonului armat și precomprimat, fundamentarea conlucrării materialelor componente, indicarea principalelor norme DIN, cum și o scurtă bibliografie a tratatelor, revistelor și publicațiilor de specialitate (în special în limba germană).

Partea II prezintă pe scurt, la început, materialele componente ale betonului (ciment, agregate, apă, aditivi) și tehnologia de confecționare, punere în operă și tratare ulterioară a betonului. O atenție deosebită se acordă apoi rezistențelor betonului la solicitări de scurtă și lungă durată și la solicitări repetate, deformațiilor sale dependente sau independente de solicitare și principalelor sale proprietăți fizico-chimice ; se prezintă, de asemenea, fundamentarea probabilistă a definirii rezistențelor de calcul și se descrie fenomenul de aderență între beton și armătură. Se prezintă în continuare caracteristicile oțelurilor folosite pentru armarea elementelor de beton armat și beton precomprimat.

Partea III se ocupă de dimensionarea elementelor de beton armat și beton simplu. La început se descriu principalele tipuri de elemente de construcție și se dau indicații pentru alegerea mărcilor de beton pentru elementele de beton, beton armat și beton precomprimat.

După ce se descrie scopul pe care trebuie să-l urmărească o dimensionare corectă, se tratează pe larg principiile metodei la stări limită (,,teoria siguranței''), cu toate implicațiile sale pentru calculul betonului armat, ținîndu-se seama, pe baze statistice, de diferitele grupări de încărcări, pentru stabilirea coeficienților de supraîncărcare.

Trecînd la problema dimensionării elementelor de beton armat, autorul prezintă comparativ metodele de calcul pe baza rezistențelor admisibile și a stărilor limită pentru cazul elementelor de beton armat supuse la încovoiere simplă sau compusă (cu întindere sau compresiune), apoi pentru cele supuse la întindere și compresiune. Formulele de calcul sînt însoțite de multe diagrame și tabele. Alte capitole se ocupă de dimensionarea plăcilor cu nervuri, a secțiunilor cu formă oarecare a zonei comprimate supuse la încovoiere dreaptă sau oblică, simplă sau compusă, cum și de verificarea la flambaj.

Se prezintă, de asemenea, calculul la forțe tăietoare și la torsiune (după teoria elastică), limitarea săgeților, limitarea fisurării, cum și calculul elementelor de beton simplu.

Partea IV cuprinde problema elementelor de beton precomprimat, cu o largă descriere a definiției și avantajelor betonului precomprimat, a materialelor folosite, a dimensionării acestor elemente, inclusiv verificarea formării fisurilor și a aderenței. Se precizează modul de efectuare corectă a precomprimării și tehnologia respectivă. În final, se dau metodele pentru alegerea economică a dimensiunilor elementelor.

Lucrarea este însoțită de numeroase exemple de calcul și trimiteri bibliografice pentru lămurirea sau întregirea unor aspecte și fenomene. De asemenea, autorul prezintă multe contribuții originale proprii sau ale colectivului catedrei pe care l-a condus timp îndelungat la München, care îmbogățesc în mod substanțial conținutul cărții, scoțînd cu pregnanță în evidență personalitatea sa marcantă de cercetător, profesor și practician.

Prof. emerit ing. **Constantin Avram**
Membru corespondent al Academiei R.S.R.

B. V. Barkalov, E. E. Karpis

КОНДИЦИОНИРОВАНИЕ ВОЗДУХА

В ПРОМЫШЛЕННЫХ, ОБЩЕСТВЕННЫХ И ЖИЛЫХ ЗДАНИЯХ

(Основы проектирования и расчета)

Condiționarea aerului în clădirile industriale, sociale și de locuit

(Bazele de proiectare și calcul)

Moscova, Izdatelstvo literaturi po stroitelstvu, 1971. 269 pag. 100 fig., 96 tab.

Autorii lucrării ,,*Condiționarea aerului în clădirile industriale, sociale și de locuit*'', B. V. Barkalov, candidat în științe tehnice, și E. E. Karpis, profesor doctor în științe tehnice, sînt foarte bine cunoscuți în țara noastră prin lucrările lor deosebit de valoroase din domeniul schimbului de căldură și de umiditate dintre aer și apă, în camerele orizontale de tratare a aerului.

În lucrarea de față, autorii reușesc să prezinte o sinteză a bazelor de proiectare și de calcul ale sistemelor de condiționare a aerului din clădirile industriale, social-culturale și de locuit, încorporînd organic problemele clasice ale acestei ramuri tehnice a instalațiilor, cu cercetările lor proprii într-o expunere de un înalt nivel științific și tehnic.

În primul capitol, „*Sisteme de condiţionare a aerului*", autorii reuşesc să facă o clasificare clară a sistemelor de condiţionare, utilizate ca bază de expunere şi redactare a întregii lucrări. În acest capitol sînt analizate caracteristicile de bază ale sistemelor centralizate de ventilare şi condiţionare a aerului, atît ale celor unizonale, cît şi ale celor multizonale, dîndu-se schemele generale de tratare a aerului şi reprezentarea proceselor respective în diagrama *I-d*. Se dau, de asemenea, relaţiile generale de bilanţ de căldură, respectiv de umiditate, precum şi indicaţii cu privire la funcţionarea automatizată a instalaţiilor prezentate.

Într-un subcapitol sînt studiate problemele legate de sistemele de condiţionare a aerului pentru încăperile termostatale. Sînt date limitele de toleranţe ale temperaturilor ce pot fi menţinute în asemenea încăperi şi schema de realizare şi de funcţionare automatizată a instalaţiei de condiţionare a aerului.

Sistemele centrale cu două canale de condiţionare a aerului de presiune scăzută, ca şi sistemele de condiţionare a aerului de presiune medie şi înaltă, sînt analizate amănunţit în cuprinsul aceluiaşi capitol, prezentîndu-se schemele de alcătuire şi automatizare ale acestor instalaţii.

O atenţie deosebită este acordată de autori sistemelor locale şi autonome de condiţionare a aerului, care în ultimul timp au căpătat o largă utilizare în multe ţări.

În acest prim capitol sînt arătate şi posibilităţile de realizare a sistemelor combinate de condiţionare a aerului cu consideraţii tehnico-economice.

Capitolul întîi se încheie cu calculul canalelor sistemelor de condiţionare a aerului de presiune medie şi înaltă, care constituie o noutate şi pentru care se dau în lucrare tabele de calcul. De asemenea, se dau tabele şi grafice cu valori pentru calculul rezistenţelor locale, unele dintre acestea fiind noutăţi preluate din lucrările recent apărute.

În capitolul doi, „*Stabilirea parametrilor aerului în camerele condiţionate*", se face o analiză a valorilor optime ale temperaturilor, umidităţilor relative şi vitezelor aerului ce trebuie obţinute în diferite încăperi, în funcţie de destinaţia acestora. Capitolul este completat cu numeroase tabele cu valori de calcul, iar zonele parametrilor optimi ai aerului sînt haşurate în diagrama *I-x*.

În capitolul trei se tratează despre sursele de căldură şi calculul aporturilor şi degajărilor de căldură din încăperile supuse climatizării. Este un capitol deosebit de important pentru proiectanţi, întrucît conţine numeroase date de calcul foarte necesare şi utile în practica de proiectare.

Urmărind succesiunea logică a realizării unui proiect de ventilare şi condiţionare a aerului, în capitolul patru se tratează problemele legate de calculul debitului total de aer, al debitului de aer proaspăt şi al debitului recirculat.

În capitolul cinci sînt concretizate numeroase rezultate proprii ale autorilor, precum şi unele studii şi cercetări cunoscute, privind schimbul de căldură şi umiditate între aer şi apă în camerele orizontale de tratare a aerului.

Sistematizînd unele rezultate, sînt date tabele cu domeniile de valabilitate ale coeficienţilor de eficacitate ai schimbului de căldură şi umiditate, precum şi relaţiile criteriale deduse de autori. Pentru a uşura proiectarea acestor tipuri de aparate sînt date tabele cu valori de calcul pentru camerele de tratare a aerului tipizate în U.R.S.S. Se prezintă, de asemenea, exemple de calcul pentru camerele de tratare a aerului. În continuarea capitolului se analizează schimbul de căldură şi umiditate în camere de tratare a aerului cu pulverizarea apei în două trepte, dîndu-se schema de realizare a instalaţiei şi reprezentarea proceselor în diagramele de stare ale aerului.

O problemă nouă, care interesează actualmente tehnica ventilării şi condiţionării aerului, este uscarea aerului cu ajutorul sorbanţilor, problemă care face obiectul capitolului şase. Astfel, sînt prezentate cele mai noi rezultate ale schimbului de căldură şi umiditate în cazul folosirii unor substanţe absorbante (clorura de litiu, clorura de calciu etc.), rezultate concretizate în ecuaţii criteriale însoţite de domeniul lor de valabilitate.

Se analizează, în continuare, problema uscării aerului prin procese de absorbţie folosind silicagel (SiO$_2$) sau oxid de aluminiu (Al$_2$O$_3$) etc. Se dau schemele de realizare a acestor tipuri de instalaţii, precum şi bazele de proiectare.

În capitolul şapte se prezintă metodele de calcul ale răcitoarelor de aer cu suprafeţe uscate de schimb de căldură, dîndu-se relaţiile criteriale pentru calculul coeficienţilor de schimb superficial şi reprezentarea proceselor de răcire a aerului în diagrama *I-x*. Ca şi în celelalte capitole, în capitolul şapte se remarcă prezentarea celor mai noi rezultate obţinute pînă în prezent în acest domeniu, făcîndu-se precizări şi trimiteri la lucrările de bază consultate.

Dezodorizarea şi ionizarea aerului constituie procese noi de tratare a aerului, din ce în ce mai larg aplicate în tehnica climatizării; aceste procese fac obiectul capitolului opt.

„*Alimentarea cu căldură şi frig a sistemelor de condiţionare a aerului*" reprezintă conţinutul capitolului nouă. Sînt analizate sistemele centrale şi locale de răcire a apei necesară în aparatele de condiţionare a aerului, legate de sistemele centrale sau locale de ventilare şi climatizare.

Urmărind linia analizei tehnico-economice, în lucrare se analizează economicitatea surselor, a instalaţiilor frigorifice şi a acumulatoarelor de frig utilizate în sistemele de condiţionare a aerului.

În capitolul zece, „*Reglarea parametrilor aerului*", sînt prezentate schemele cele mai uzuale de reglare, precum şi tipurile de aparate folosite.

Un capitol deosebit de important al lucrării este capitolul unsprezece, care tratează despre „*Distribuţia aerului în încăperi*".

Realizînd o sinteză de mult necesară între diferitele tipuri constructive de orificii de refulare a aerului, forma şi caracteristicile jeturilor de aer ce se pot obţine cu ajutorul acestora şi metodele cele mai potrivite de calcul, autorii fac o sistematizare deosebit de clară şi interesantă a acestora.

Baza de calcul pentru întreg capitolul referitor la calculul jeturilor o constituie cercetările prof. G. N. Abramovici, personalitate ştiinţifică şi tehnică de prestigiu mondial. În plus, o trăsătură a acestui capitol o constituie conciziunea şi claritatea expunerii, ceea ce face posibilă asimilarea, cu un efort minim, a metodelor de calcul de către orice proiectant.

Autorii au grupat în capitolul final (doisprezece) intitulat „*Indicatorii tehnico-economici ai sistemelor de condiţionare a aerului*" cele mai noi rezultate culese şi prelucrate din practica de proiectare şi execuţie a acestor tipuri de instalaţii din Uniunea Sovietică.

Lucrarea se încheie cu o bogată bibliografie, în cea mai mare parte utilizată la redactarea capitolelor analizate mai sus.

Lucrarea profesorilor B. V. Barkalov şi E.E. Karpis aduce elemente noi în calculul sistemelor de condiţionare a aerului şi constituie, prin conţinutul şi forma de prezentare a întregului material, un important salt calitativ în acest domeniu.

Datorită valorii deosebite a lucrării, sugerăm *Editurii tehnice* să analizeze eventualitatea traducerii acestei cărţi pentru a facilita însuşirea ei de către toţi cei ce lucrează în domeniul proiectării, cercetării sau execuţiei instalaţiilor de ventilare şi condiţionare a aerului.

Ing. Ştefan Vintilă

Institutul de construcţii Bucureşti,
Facultatea de instalaţii pentru construcţii

Szücs Ervin

HASONLÓSÁG ÉS MODELL

Similitudinea şi modelarea

Budapesta, Editura „Müszaki Könyvkiado", 1972, 299 pag., 106 fig.

SZŰCS ERVIN
HASONLÓSÁG ÉS MODELL
MŰSZAKI KÖNYVKIADÓ

O carte deosebit de interesantă, adresată unui cerc larg de specialişti din cercetare, învăţămînt, proiectare, care activează în domeniul mecanicii construcţiilor, fizicii construcţiilor, mecanicii fluidelor, termotehnicii, instalaţiilor de încălzire şi ventilaţie, industriei materialelor de construcţii, o constituie lucrarea dr. ing. E. Szücs, intitulată: „Similitudinea şi modelarea", apărută în anul 1972 în R.P. Ungară şi în curs de apariţie în R.F.G.

Dintre capitolele cărţii se remarcă îndeosebi: metodele similitudinii; analiza dimensională; pregătirea şi prelucrarea rezultatelor experimentale; modelarea parţială; modelarea transferului de căldură şi a difuziei; modelarea fenomenelor aero- şi hidrodinamice; modelarea deformărilor elastice; modelarea reacţiilor chimice.

Autorul pune, pentru prima dată, pe baza unor considerente topologice problema modelării fizice făcînd abstracţie de modelarea geometrică, ceea ce simplifică mult problema realizării practice a modelului.

În carte se indică modul de folosire a limbajului ALGOL în analiza dimensională şi în prelucrarea datelor experimentale.

Se prezintă, de asemenea, exemple practice de modelare a transferului de căldură a unei forme de turnare, modelarea aeraulică şi hidraulică a ventilaţiei unei săli de sport, modelarea deformaţiilor elastice. Unele din exemplele prezentate au fost realizate în cadrul Institutului de cercetări în construcţii din Budapesta.

În capitolele de modelare a transferului de căldură şi a difuziei şi de modelare a fenomenelor aero- şi hidrodinamice se dau nomograme pentru determinarea constantelor fizice (vîscozitatea dinamică, coeficientul de conductibilitate, căldura specifică, numărul lui Prandtl) în funcţie de temperatură, pentru o serie de lichide şi gaze utilizate în tehnică. Modul cum au fost concepute aceste nomograme permite prezentarea concentrată şi totodată precisă a valorilor numerice ale constantelor fizice.

În afara celor 24 de referinţe bibliografice de la sfîrşitul cărţii, în care sînt cuprinse cele mai valoroase lucrări apărute în ultimii ani în U.R.S.S., S.U.A., R.P.U. şi R.D.G, în cuprinsul cărţii se mai indică numeroase lucrări din aceste ţări, referitoare la diverse probleme de modelare, mecanica fluidelor, termotehnică.

Ing. **Sergiu Cruceanu**

INCERC

Yves Muller

APPLICATIONS PRATIQUES DES GRAPHES À LA RECHERCHE D'UN OPTIMUM

Aplicaţii practice ale grafelor la cercetarea optimului

Paris, Editions Eyrolles, 1972. 87 pag.

Teoria grafelor, spune Yves Muller, face parte din acele invenţii care, după ce s-au născut, aşteaptă ani îndelungaţi pentru ca la un moment dat să găsească subit un domeniu de aplicare unde se dezvoltă cu o rapiditate surprinzătoare. În adevăr, matematicianul König a pus în 1936 bazele acestei teorii, dar mult mai tîrziu — între 1960 şi 1965 — teoria grafelor şi-a găsit adevărata vocaţie în studiul problemelor de organizare a întreprinderilor.

Yves Muller este cunoscut inginerilor constructori din ţara noastră prin cartea sa *Initiation à la recherche opérationnelle* (Eyrolles, 3e édition 1969), care a avut o contribuţie importantă la popularizarea metodelor cercetării operaţionale.

Lucrarea pe care o prezentăm acum se evidenţiază prin aceleaşi calităţi, apreciate de numeroşi analişti la lucrarea amintită mai sus: claritate, economie de mijloace, accesibilitate şi un talent remarcabil în sesizarea structurii matematice a unei probleme concrete.

Lucrarea lui Yves Muller este o expunere lucidă a aplicaţiilor teoriei grafelor la rezolvarea unor clase de probleme ce se întîlnesc în mod frecvent în activitatea de conducere a organizaţiilor economice. Autorul se adresează inginerilor şi, ca atare, accentul este pus pe prezentarea de metode, proceduri şi algoritme care să permită cititorului abordarea problemelor curente.

Primul capitol al cărţii este consacrat conceptelor de bază şi studiului structurii unui graf. Următoarele două capitole se referă la stabilirea programelor calendaristice din punctul de vedere al utilizării optime a resurselor disponibile; cititorul este iniţiat în rezolvarea a două probleme clasice ADC: nivelarea şi alocarea resurselor. Capitolul 4 este destinat studiului lanţurilor Markov prin metodele teoriei grafelor. În ultimul capitol se prezintă metoda SEP (metoda separării şi evaluării progresive), care permite rezolvarea unui mare număr de probleme de tip combinatoric.

Lucrarea lui Yves Muller, concepută ca o monografie a aplicaţiilor teoriei grafelor, este destinată analiştilor operativi (ingineri, economişti), care nu au o pregătire matematică profundă, dar care sînt confruntaţi cu problemele cercetării operaţionale. Această categorie de cititori are posibilitatea de a se informa rapid şi cu eforturi minime, ceea ce — trebuie să recunoaştem — este un merit al lucrării, într-o perioadă cînd cărţile şi studiile de cercetare operaţională au deseori un nivel teoretic inaccesibil pentru un inginer sau un economist.

Ing. **Simion Lazăr**

SHELL STRUCTURES AND CLIMATIC INFLUENCES

Proceedings of Symposium held at the University of Calgary, July 3—6, 1972

Structuri din plăci curbe subţiri şi influenţele climatice

Lucrările simpozionului de la Universitatea din Calgary, 3—6 iulie 1972
Sub îngrijirea lui P. G. Glockner şi Amin Ghali

Calgary, The University of Calgary, 1972 530 pagini

Prima conferinţă IASS canadiană, intitulată IASS CALGARY, a fost ţinută la Universitatea din Calgary (Canada), între 3—6 iulie 1972. Această conferinţă a fost organizată sub auspiciile Asociaţiei internaţionale pentru structuri din plăci curbe subţiri şi structuri spaţiale (IASS), asociaţie care, în cei peste 12 ani de existenţă, a organizat reuniuni anuale, în cele mai variate ţări ale lumii. Prin poziţia sa geografică, Canada era indicată să găzduiască o conferinţă avînd ca tematică influenţele climatice asupra structurilor spaţiale.

Volumul editat cu acest prilej conţine un număr de şase conferinţe ţinute de invitaţi speciali, comunicările participanţilor şi şase rapoarte generale.

Conferinţele generale ţinute au avut următoarele titluri:

1. F. Candela: *Structurile în formă de plăci curbe subţiri şi influenţele climatice.*
2. A.G. Davenport: *Concepţii de proiectare a structurilor în formă de plăci curbe subţiri, la vînt şi alte sarcini naturale.*
3. W.D.L. Finn: *Interacţiunea dinamică dintre structuri şi teren.*
4. B.C.Gerwick jr.: *Structuri de beton armat pentru structuri în Oceanul Îngheţat de Nord.*
5. P.M. Naghdi: *Unele observaţii asupra dezvoltărilor recente în teoria plăcilor curbe subţiri.*
6. J.T. Oden: *Deformaţiile finite ale plăcilor plane, plăcilor curbe subţiri şi membranelor prin metoda elementelor finite.*

Cele 56 de comunicări au fost împărţite în şase părţi (sesiuni):

(1)*Factori climatici generali,* (2) *Calculul de membrană şi plăci pneumatice,* (3) *Efectele vîntului,* (4) *Execuţie,* (5) *Efecte termice* şi (6) *Probleme speciale,* urmate de o sesiune specială tratînd despre turnurile de răcire hiperbolice.

Rapoarte generale pentru cele şase sesiuni au fost întocmite de R. Lopez Palanco, J.W. Leonard, H. Bandel, S.H. Simmonds, P. Ballesteros, W.A. Nash.

Cele 530 pagini ale volumului cuprind un material bogat reprezentînd cele mai recente rezultate pe plan modial, privind considerarea influenţelor climatice în construcţii.

Prin cunoştinţele de matematici moderne pe care le presupune majoritatea comunicărilor, lucrările conferinţei IASS Calgary se adresează în primul rînd cercetătorilor şi cadrelor universitare de specialitate, apoi inginerilor din proiectare.

Prof. dr. doc. **Mircea V. Soare**

Kurt Hirschfeld

BAUSTATIK

THEORIE UND BEISPIELE, DRITTE AUFLAGE

Statica construcţiilor
Teorie şi exemple, Ed. a 3-a, 2 vol.

Berlin—Heidelberg—New York, Springer-Verlag, 1969. 768+516 pag., 1911 fig., 264 aplicaţii numerice, 40 tabele

Tratatul de Statica construcţiilor pe care îl prezentăm în rîndurile de faţă a apărut în prima ediţie în 1959, cu două reimprimări succesive în anii 1962 şi 1963, într-o a doua ediţie în 1965 şi a treia ediţie, cea de faţă, în 1969. Tratatul profesorului K. Hirschfeld* este probabil cel mai amplu dintre lucrările de specialitate de limbă germană, iar prestigiul editurii şi numărul mare de reeditări sînt o chezăşie a valorii lui.

Primul volum cuprinde, în 6 capitole, statica sistemelor static determinate şi static nedeterminate :

Cap. 1 — Elemente preliminarii pentru studiul staticii
Cap. 2 — Grinda plană static determinată (grinda dreaptă, grinzi cu zăbrele, linii de influenţă)
Cap. 3 — Metoda deplasărilor virtuale
Cap. 4 — Deformaţii (inclusiv teoremele lucrului mecanic de deformaţie)
Cap. 5 — Metode pentru rezolvarea sistemelor liniare de ecuaţii
Cap. 6 — Sisteme static nedeterminate.

Volumul al doilea cuprinde tratarea unor probleme speciale, exerciţii şi tabele ajutătoare.

Cap 7 — Cazuri particulare ale staticii (grinda Vierendeel, eforturi secundare în grinzi cu zăbrele, grinda pe mediu elastic, placa circulară pe mediu elastic încărcată simetric)
Cap. 8 — Structuri spaţiale (grinzi cu zăbrele şi cadre spaţiale, cupole cu nervuri)
Cap. 9 — Metoda matricilor de transfer
Cap. 10 — Exerciţii
Cap. 11 — Tabele ajutătoare.

Redactat foarte clar şi sistematizat, avînd numeroase figuri şi aplicaţii numerice pentru ilustrarea teoriei, tratatul profesorului Hirschfeld va fi consultat cu interes atît de inginerii proiectanţi, cît şi de studenţii facultăţilor de construcţii.

---

* Vezi şi recenzia volumului omagial dedicat profesorului K. Hirschfeld, în revista Construcţii nr. 3/1972

Erhard Hampe

STATIK ROTATIONSSYMMETRISCHER FLÄCHENTRAGWERKE

Bd. 1 — ALLGEMEINE ROTATIONSSCHALE. KREIS- UND KREISRINGSCHEIBE, KREIS- UND KREISRINGPLATTE
Bd. 2 — KREISZYLINDERSCHALE
Bd. 3 — KEGELSCHALE. KUGELSCHALE
Bd. 4 — ZUSAMMENGESETZTE FLÄCHENTRAGWERKE. ZAHLENTAFELN

Statica plăcilor subţiri de rotaţie

Vol. 1 — Plăci curbe subţiri de rotaţie oarecare. Plăci şi şaibe circulare şi inelare
Vol. 2 — Plăci subţiri cilindrice
Vol. 3 — Plăci subţiri conice şi sferice
Vol. — 4 Plăci subţiri compuse. Tabele numerice de funcţiuni

Berlin, VEB Verlag für Bauwesen, 1968–1971 I–212 pag., 82 fig., 50 tabele; II–256 pag., 81 fig., 107 tabele; III–264 pag., 162 fig., 14 tabele; IV–368 pag., 39 fig., 89 tabele

Prima ediţie a celor patru volume a apărut în anii 1963—64 şi s-a bucurat de un deosebit succes, epuizîndu-se în scurt timp ; o a doua ediţie i-a urmat la interval de doi ani, iar cea de-a treia ediţie, pe care o prezentăm cititorilor, apare ca îmbunătăţită şi adăugită.

Autorul, prof. dr. ing. habil. Erhard Hampe de la Facultatea de arhitectură şi construcţii din Weimar (R.D.G.), este un reputat specialist în probleme de construcţii industriale, construcţii de beton precomprimat etc.

Prin amploarea ei, cartea constituie un veritabil tratat, care pleacă de la ipotezele şi ecuaţiile generale şi ajunge la o formă finală, considerată ca aplicabilă în practică. Numeroase tabele în text rezumă şi sistematizează materialul, iar exemple numerice bine alese şi proporţionate ilustrează în mod fericit teoria dezvoltată. După o prezentare sistematică a şaibelor şi plăcilor circulare şi inelare, a plăcilor subţiri cilindrice, conice şi sferice, în primele trei volume, cel de-al patrulea tratează cazul cel mai complex al conlucrării mai multor plăci subţiri de rotaţie.

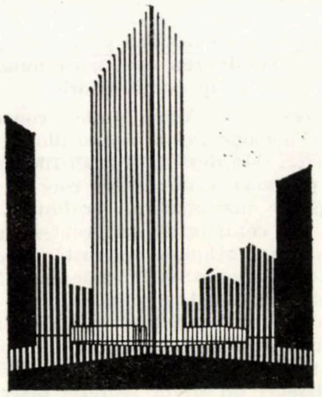
Metodele generale de rezolvare (în eforturi şi în deplasări), precum şi procedeele de obţinere a soluţiilor (algoritmul lui Gauss, aproximaţii succesive după Cross şi Kani) sînt prezentate sub o formă uşor de urmărit şi de aplicat.

Combinaţiile de funcţii trigonometrice hiperbolice, exponenţiale şi funcţii Bessel care sînt necesare în calcule sînt tabulate în 212 pagini.

Faţă de ediţiile precedente, cea de faţă a suferit o anumită reducere (76 pagini), parte din formulele din text fiind concentrate în tabele; de asemenea, numărul exemplelor de calcul a fost sporit. Deşi în literatura de specialitate sînt cunoscute şi alte cărţi tratînd despre plăci subţiri de rotaţie (Timoşenko, Gravina, Born etc.), cartea lui Hampe este cea mai cuprinzătoare şi mai utilă pentru aplicaţiile practice; ea va fi utilizată de un cerc foarte larg, cuprinzînd ingineri din proiectare, studenţi din ultimii ani de facultate, în specialităţile construcţii şi cele mai diferite utilaje industriale.

Autorul acestor rînduri, el însuşi autorul unor publicaţii despre plăcile curbe subţiri, îşi ia libertatea să semnaleze că domeniul atît de vast al utilizării plăcilor subţiri de rotaţie este doar parţial acoperit de publicaţii în limba română şi că traducerea, cel puţin a unei părţi din tratatul lui E. Hampe, ar fi binevenită.

Prof. dr. doc. **Mircea V. Soare**



UNELE CONCLUZII REZULTATE DIN PROIECTAREA CLĂDIRILOR DESTINATE CENTRELOR DE CALCUL

Din experienţa acumulată pînă în prezent rezultă unele particularităţi în proiectarea clădirilor centrelor de calcul. Aceste particularităţi sînt determinate, în principal, de destinaţia centrelor de calcul respective şi, legat de aceasta, de tipul calculatoarelor electronice care se montează, precum şi de cerinţele formulate de către producător pentru instalarea calculatoarelor.

Conform acestor considerente se apreciază că încăperea unde se instalează calculatorul electronic trebuie să fie realizată în formă de patrulater, iar reţeaua stîlpilor să fie suficient de mare pentru a permite instalarea calculatoarelor şi o eventuală schimbare ulterioară a acestora. Încăperile pentru personal, biblioteca etc. se dispun, de regulă, în jurul încăperii calculatorului. Proiectul va trebui să prevadă şi posibilitatea ca încăperea calculatorului să poată fi mărită, întrucît, periodic, apar alte calculatoare electronice cu caracteristici şi dimensiuni diferite.

În cele ce urmează se prezintă unele exemple de modul în care, în diferite ţări, sînt proiectate şi realizate asemenea construcţii.

Caracteristic pentru Anglia este faptul că centrele de calcul se proiectează în ideea că atît recepţia, cît şi difuzarea informaţiilor se realizează prin cablu. Toate încăperile centrului sînt asigurate cu aer condiţionat.

În încăperea calculatorului, pardoseala este ridicată deasupra planşeului, realizîndu-se astfel un spaţiu necesar dispunerii instalaţiei de ventilare şi pentru pozarea cablurilor. Materialele alese pentru acoperirea pardoselilor sînt fonoabsorbante. În fig. 1 se prezintă un fragment dintr-un plan de clădire a unui centru de calcul din Anglia.

Un alt tip de clădire este prezentat în fig. 2. Este vorba de o construcţie monolit, etajată, în care este instalat centrul de calcul din oraşul Zürich (Elveţia). La această clădire, parterul, unde este instalat calculatorul electronic, are o înălţime mai mare decît celelalte niveluri. Instalaţiile pentru aer condiţionat sînt dispuse la subsolul doi şi la nivelul 5.

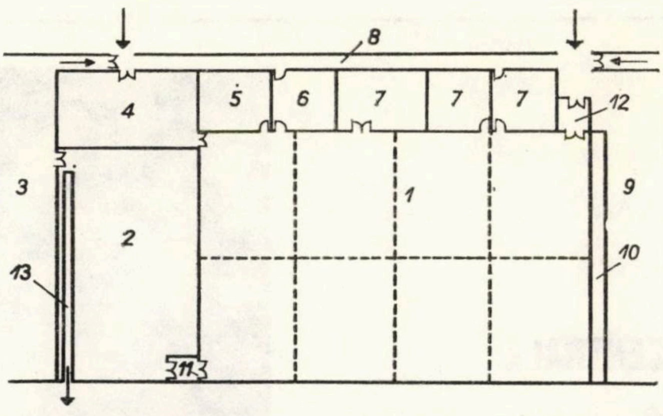
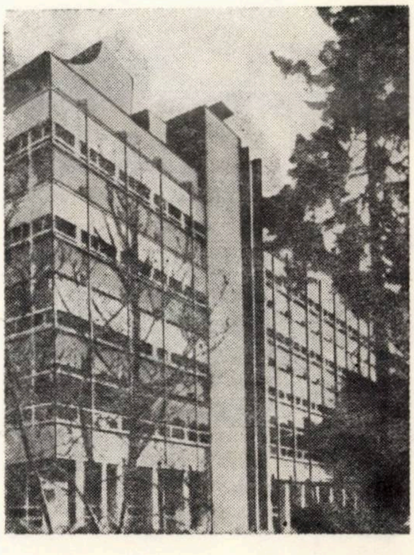


Fig. 1 – Fragment dintr-un plan de clădire destinată unui centru de calcul

1. Sala calculatorului; 2. Compartimentul de expedierea datelor prelucrate; 3. Birouri; 4. Depozite; 5. Biblioteca; 6. Biroul controlorului; 7. Incăperi de serviciu; 8. Culoare; 9. Instalaţia de ventilare; 10. Conducta de aer; 11. Uşi cu deschidere automată; 12. Ecluză de aer; 13. Conveier.

Fig. 2 – Clădirea centrului de calcul din oraşul Zürich (Elveţia) ⟶



În R.F.G. s-au proiectat şi realizat în mai mare măsură clădiri parter pentru centrele de calcul, întrucît se consideră că în asemenea clădiri se efectuează mai uşor transformările necesare. Firma „ALCO" a elaborat o metodă de construcţie a acestor centre din elemente prefabricate, ceea ce permite, în bună măsură, efectuarea transformărilor necesare. În fig. 3 este prezentată clădirea centrului de calcul IBM din oraşul Meinz (R.F.G.), a cărei construcţie a durat numai 4 luni.

★

O atenţie deosebită, la proiectarea clădirilor centrelor de calcul se acordă sistemelor de ventilaţie, recurgîndu-se

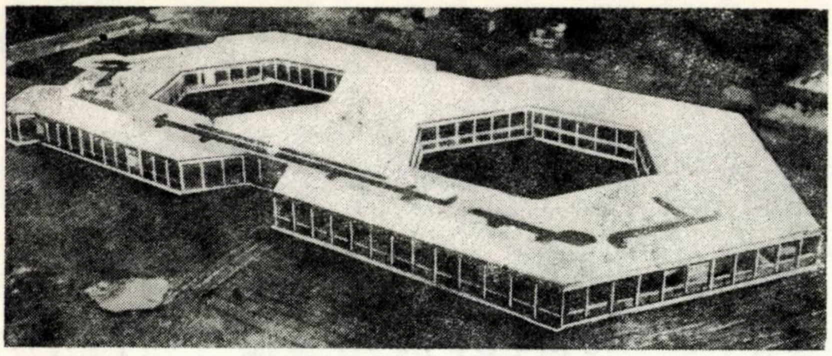


Fig. 3 – Clădirea centrului de calcul IBM din orașul Meinz (R.F.G.)

în cele mai multe cazuri la sistemul vertical cu folosirea spaţiului dintre planşeu şi pardoseală.

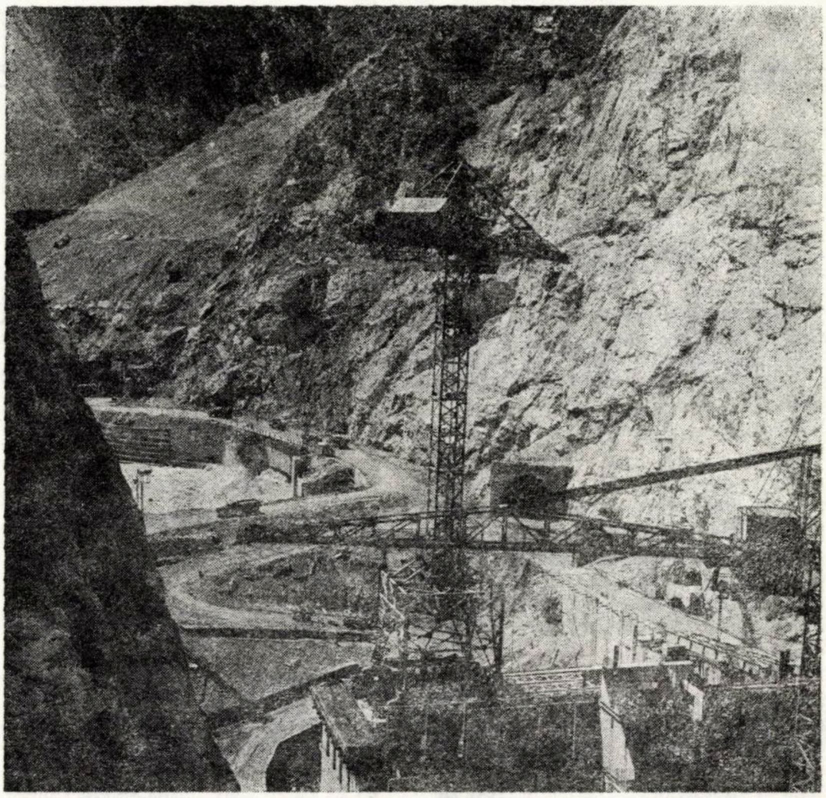
Pentru centrele de calcul unde nu se desfăşoară o activitate permanentă proiectul va trebui să prevadă sisteme de încălzire care să menţină în sala calculatorului, în timpul cît nu este activitate, o temperatură în jur de + 16 °C. În încăperile unde sînt depozitate cartelele şi benzile magnetice, regimul de temperatură şi umiditate trebuie să fie identic cu cel din sala calculatorului.

Pentru răcirea mijloacelor electronice, de regulă se foloseşte apa. În acest scop, în proiect vor trebui prevăzute instalaţii pentru alimentarea cu apă, pentru filtrarea şi reglarea presiunii acesteia.

O atenţie deosebită se acordă dotării pupitrului de comandă cu aparatura necesară pentru măsurarea temperaturii şi umidităţii aerului, precum şi pentru semnalizarea avariilor şi fumului, iar sala calculatorului va trebui să fie prevăzută cu mijloace automate de stingere a incendiilor.

După „Promişlennoe stroitelstvo", nr. 8, 1972

HIDROCENTRALĂ ÎNTR-O REGIUNE SEISMICĂ



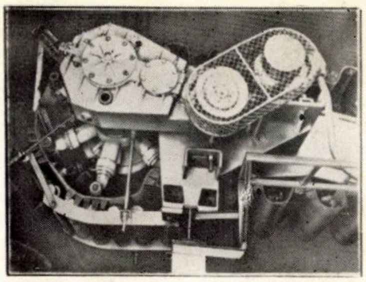
Pe rîul Narîn, în R.S.S. Chirghiză, se construieşte un puternic centru energetic, hidrocentrala Toktogulscaia, cu o putere instalată de 1 200 000 kW. Acesta este prima hidrocentrală de mare înălţime în practica construcţiei de hidrocentrale în regiuni seismice.

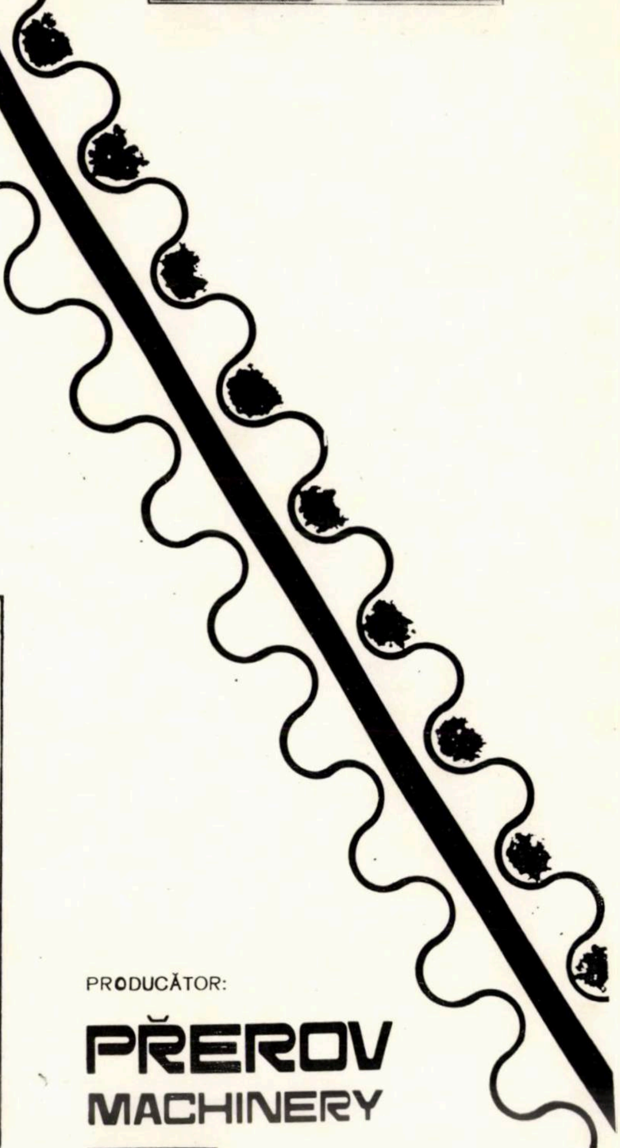
Aici se ridică un baraj în arc avînd înălţimea de 217 m. Îngustimea defileului montan prin care curge vijeliosul Narîn a dictat o repartizare nouă a hidroagregatelor. Patru turbogeneratoare, cu o putere de 300 000 kW au fost montate cîte două prin două relee.

Primele două agregate ale hidrocentralei urmează să fie date în exploatare în 1974 şi alte două în 1975.

Lacul de acumulare, cu un volum de 19 miliarde m^3, va contribui la irigarea a 400 000 ha şi va permite asigurarea cu apă a altor 900 000 ha.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1983





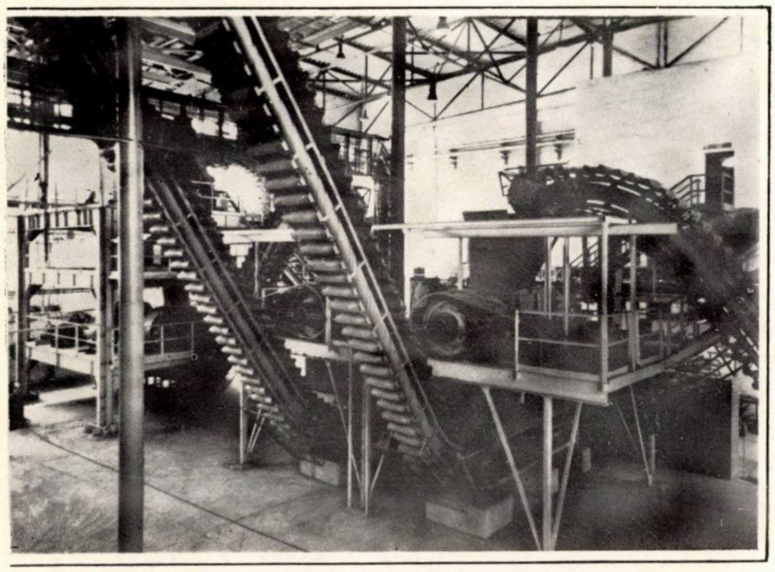
ECONOMIE DE SPAȚIU

se realizează cu această instalaţie pentru prepararea materiei brute într-o fabrică de cărămizi din Cehoslovacia. Instalaţia constă din două linii tehnologice paralele, care funcţionează alternativ, avînd fiecare o producţie de 30 t/h.

Instalaţia impresionează de la prima vedere prin structura unică, autoportantă, a conveierului.

Conveierele tip SD cu pantă repede

facilitează, printr-o înclinare într-un unghi neobişnuit de mare (45° la 60°), o exploatare mai economică a spaţiului de lucru—cu peste o treime faţă de conveierele clasice.



Cel mai interesant este însă principiul de funcţionare a instalaţiei. Materialul este transportat în buzunarele formate din faldurile benzii transportoare. La punctul de descărcare, banda se întinde şi faldurile dispar, banda fiind curăţată, în acelaşi timp, printr-un dispozitiv brevetat, simplu dar foarte eficace. Aceasta prezintă un mare avantaj cînd se lucrează cu materiale aderente.

Proiectanţii noştri ştiu cum să pună în practică cu promptitudine orice noutate tehnică. Iată de ce toate instalaţiile complete, liniile tehnologice de producţie ca şi utilajele separate, livrate de Pragoinvest pentru industria cărămizilor, sînt totdeauna în fruntea progresului industrial contemporan.

PRODUCĂTOR:

PŘEROV MACHINERY

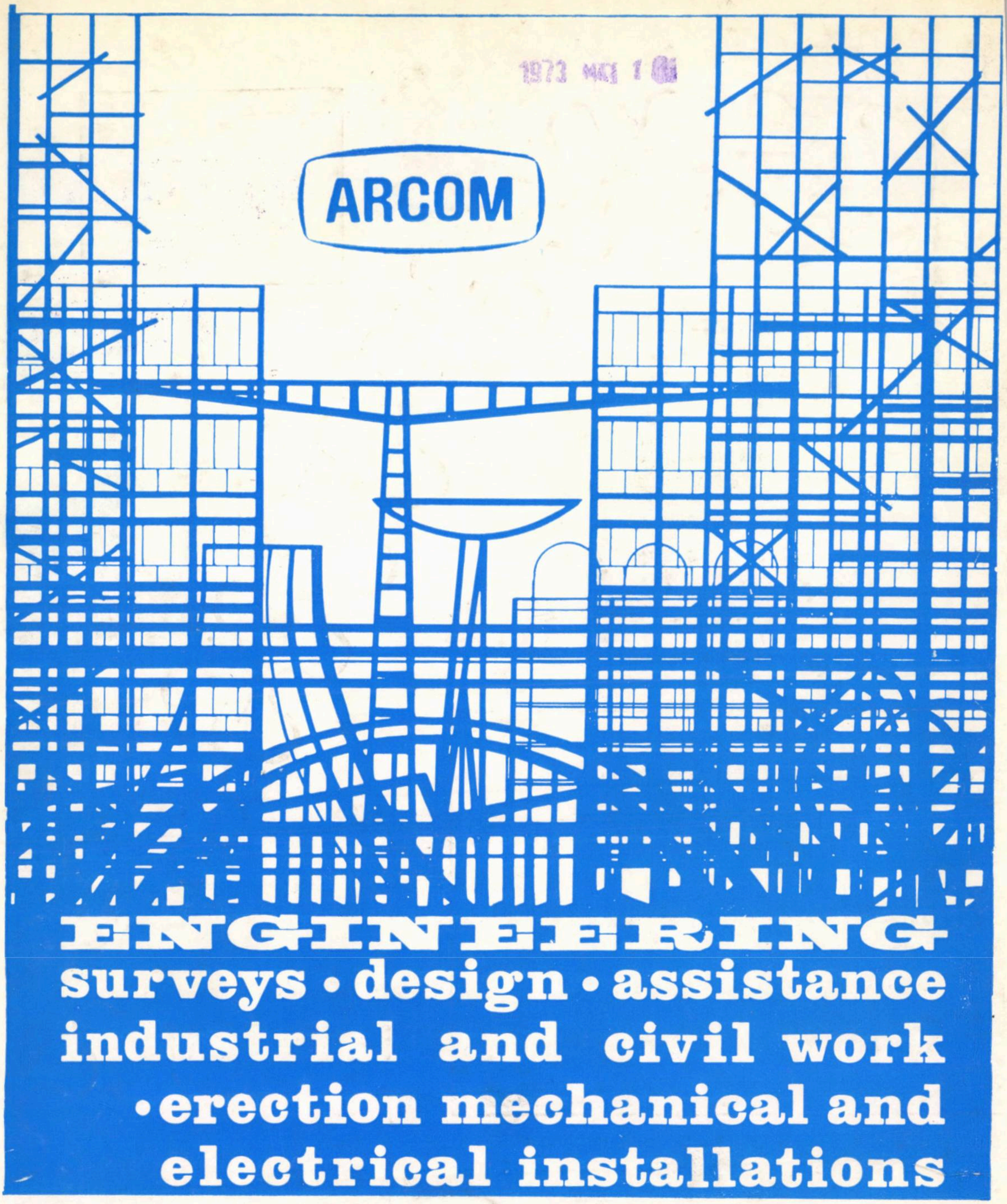
EXPORTATOR:

pragoinvest

Praga 9, Ceskomoravska 23
CEHOSLOVACIA

PUBLICOM

1973 MAI 1


ARCOM
ENGINEERING
surveys • design • assistance
industrial and civil work
• erection mechanical and
electrical installations

ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCȚII - MONTAJ
ROMANIAN CONSTRUCTION AND ERECTION COMPANY

91—93, Calea Victoriei, Sector 1, Bucharest, ROMANIA
Telephone: 14.98.33 Telex: 490
Telegrams: ARCOM — Bucharest

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1973, conform aprobării D.P.D.P. nr. 137/578/1973

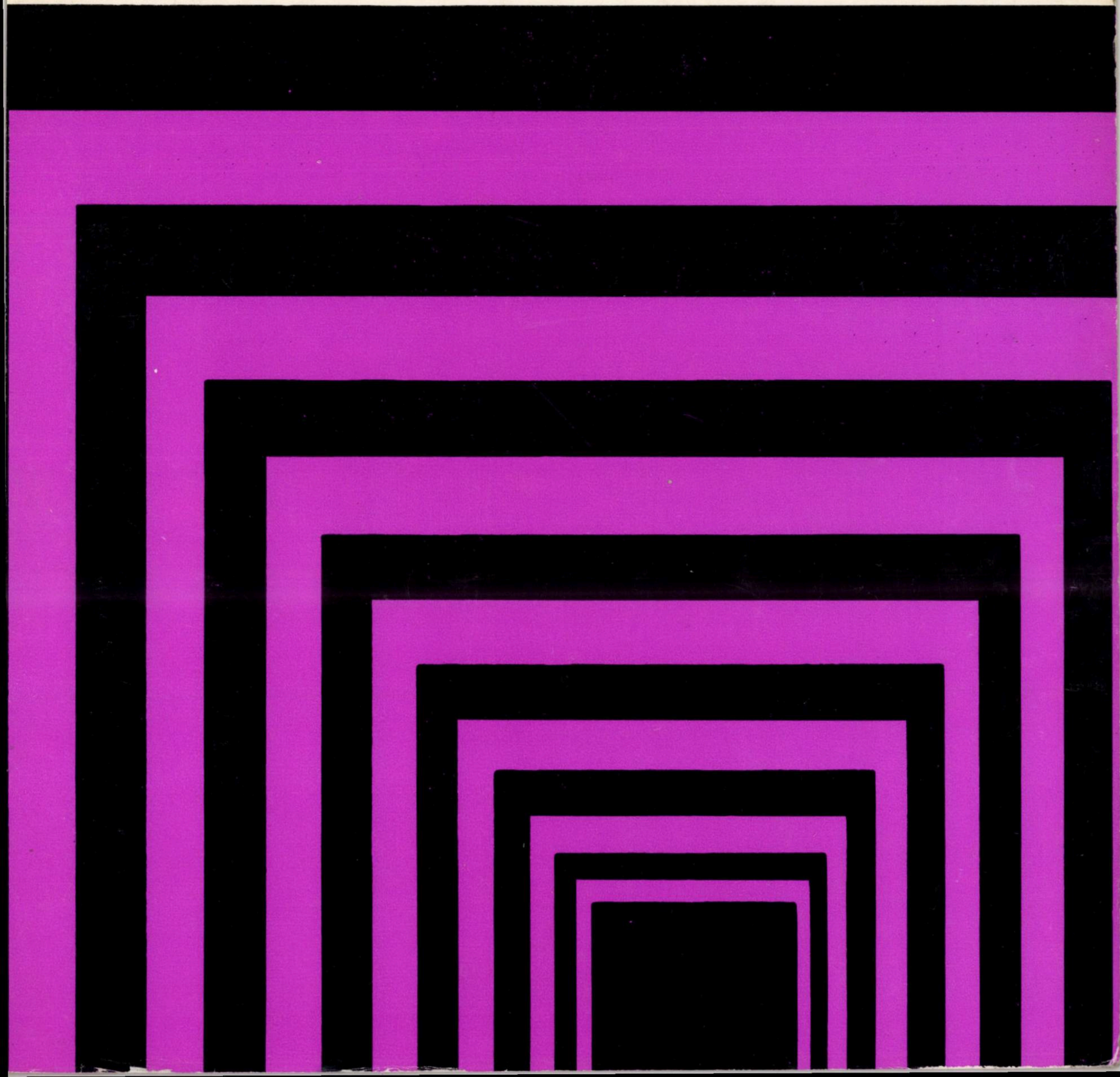
E 1688

CONSTRUCȚII

R

[illegible]ALVA

3 ▫ 1973



CONSTRUCȚII

Nr. 3/1973
ANUL XXV

ORSZÁGOS MŰSZAKI DOKUMENTÁCIÓS 1883

CUPRINS

Ing. AUREL CAMBUREANU

Aspecte ale calității elementelor de suprafață din beton precomprimat și influența asupra rezistenței în exploatare 1 C

Ing. ALEXANDRU POP

Automatizarea calculelor pentru grupări de solicitări 8 C

Ing. DAN FRANGOPOL

Asupra siguranței elementelor și structurilor de construcții 19 R

Prof. dr. ing. VIRGIL FOCȘA, dr. ing. CONSTANTIN BOGOS

Stație de încercări și cercetări higrotermice pentru construcții la Iași 31 C

Dr. ing. MIHAI ILINA, ing. CONSTANTIN LUȚĂ

Studiu comparativ asupra unor sisteme de încălzire la construcțiile spitalicești 36 R

NOTE

Ing. MIRCEA LUPAN

Liste tip ale C.I.B. 44

RECENZII

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACŢIE:

Ing. EM. BAICULESCU
director I.P.I.M.C.

Acad. prof. ing. ŞT. BĂLAN
preşedinte, secţia construcţii C.N.I.T.

Acad. prof. ing. A. BELEŞ
Institutul de construcţii Bucureşti

Ing. T. BIGAN
şef sector, Ministerul Construcţiilor Industriale

Ing. CĂLIN DAN
T.L.S. Bucureşti

Prof. ing. R. CIOROIU
Institutul de construcţii Bucureşti

Ing. C. DIACONU
consilier I.S.P.E.

Prof. dr. D. F. DUMITRESCU
Institutul de construcţii Bucureşti

Ing. V. DUMITRESCU
director tehnic, T.M.B.

Ing. D. ELIADE
şef sector tehnic, Ministerul Construcţiilor Industriale

Dr. ing. I. FĂCĂOARU
şef secţie, INCERC

Prof. dr. V. FOCŞA
Institutul politehnic Iaşi

Ing. D. GHIŢESCU
şef secţie, INCERC

Ing. MIRCEA IATAN
director cu pregătirea lucrărilor, T.I.I.Ch.B.

Ing. PANAIT IONESCU
director producţie. T.M.U.Ch.B.

Ing. N. LASZLO
director tehnic. ISART

Prof. ing. D. MATEESCU
Institutul politehnic Timişoara

Ing. HERCULE MĂNESCU
director, C.O.C.C.

Prof. ing. M. MIHAILESCU
Institutul politehnic Cluj

Ing. I. NEAGU
director, „Proiect Braşov"

Ing. R. NEGRU
consilier al preşedintelui C.N.S.T.

Ing. D. NICULESCU
ing. şef, IPROSIN

Ing. T. PATELLI
director general, T.C.I. Iaşi

Ing. M. POPOVICI
director general, T.C.I. Cluj

Ing. M. RAMBA
director, C.S.E.A.L.

Ing. ŞT. RĂDVAN
director general, T.C.M.M. Galaţi

Ing. M. SIMNICEANU
director, Ministerul Construcţiilor Industriale

Prof. ing. I. STĂNCULESCU
Institutul de construcţii Bucureşti

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU
ing. şef Laborator central M.C. Ind.

Ing. A. STĂNESCU
Ministerul Construcţiilor Industriale

Ing. A. TACORIAN
director general, ARCOM

Ing. I. TORINGHIBEL
director, I.C.H. Constanţa

Ing. I. VASILESCU
director general, C.I.P.B. (M.E.F.M.C.)

Ing. M. VERNESCU
ing. şef. I.P.C.M. Bucureşti

Ing. P. VERNESCU
director. I.P.C.

REDACTOR RESPONSABIL:

Ing. M. LUPAN
director adjunct ştiinţific, INCERC

EDITOR:

CENTRUL DE DOCUMENTARE
PENTRU CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ
ŞI SISTEMATIZARE

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuţa poştală nr. 2980. Of. poştal 22, Telefon: 16 49 14

ŞEFUL REDACŢIEI: *Alexandru Ţînţăreanu*

REDACTORUL EDIŢIEI: *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACŢIE: *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I. P. Informaţia — str. Brezoianu nr. 23 — Bucureşti

ABSTRACTS

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR DOKUMENTÁCIÓ

A. CAMBUREANU : Aspects regarding the prestressed concrete surface elements qualities and influence upon their resistance in exploitation

The results of the tests are presented together with the measures adopted to remedy the faults found in some surface elements ($TT_c\,3 \times 12-265$ and CP $1{,}5 \times 12-250$), a part of which being already set in buildings.

The tests have shown, on the one hand, the influence of execution conditions and of the way the respective elements were put into work, and on the other hand, the influence of the treatment manner of the longitudinal ribs end zone (i. e. along the anchorage length of the prestressed reinforcement). The remedy measures were adopted judging each case on its own merits :

— modification of permanent loadings by changing the thermic insulation of the roof (in case the works were in course of being accomplished);

— reduction of span;

— injection of cracks by epoxy resins, or, in cases where their closing was impossible, covering them with a film of epoxy.

AL. POP : Automation of calculations for groups of stresses

The object of the article is to present two computation programs intended for the automated determination of groupings of stresses : the MINIMAX subroutine for the selection of the test groups, producing extreme bending moments in various calculation sections of a beamed — structure, and the COMBI subroutine, intended for the consideration of some additional hypotheses, able to lead to increments in stresses in the calculation sections. Diagram — blocks and program — sheets with lists of instructions in FORTRAN are given.

D. FRANGOPOL : On the safety of structures and structural elements

The chief aspects related to the basic problem of structural safety and the safety factors proposed to be used in practice are presented. The mathematical pattern used to evaluate the probability of exceeding the carrying capacity of statically determined system with elastic behaviour is formulated. An example of application is presented in the final part of the paper. The resulting conclusions could be used for the improvement of the standards in force, contributing both to the evaluation of the safety of structures and to the distribution of this safety among the elements composing the structure analyzed.

A. FOCŞA, C. BOGOS : A hygrothermic research and test station for constructions at Jassy

A hygrothermic research and test station for constructions is presented in the article. Its purpose is to determine the hygrothermic features of the full — scale building elements in order to provide thermal comfort, to increase construction durability and to cut capital costs by an economical sizing, as well as to save fuel and electric power while in service.

M. ILINA, C. LUŢA : Comparative investigation on heating systems for hospitals

The article deals with the theoretical and practical aspects involved in the use of radiators and radiant ceilings as heating systems in hospitals.

The following aspects are analyzed : thermal comfort; conditions of microclimate; computation principles of the heat loss; heating surface dimension; quantity of metal involved; value of capital costs; amount of running costs and redeeming time of the investment costs.

The considerations are made having in mind the recently — completed hospital in the county seat of Baia Mare.

RÉSUMÉS

A. CAMBUREANU : Aspects concernant la qualité des éléments de surface en béton précontraint et leur influence sur la résistance dans l'exploitation

On présente les résultats des essais, ainsi que les mesures adoptées pour remédier les défauts constatés dans certains éléments de surface (TT_c 3 × 12—265 et CP 1,5 × 12—250), dont quelques-uns étaient déjà mis en oeuvre.

Les résultats des essais ont montré l'influence des conditions d'exécution et de leur mise en oeuvre, ainsi que celle résultant de la manière de traiter la zone des abouts des nervures longitudinales (sur la longueur d'ancrage de l'armature précontrainte). Pour chaque cas les mesures ont été différentes, suivant les circonstances :

— modification des charges permanentes par changement de la solution d'isolation thermique du toit (au cas ou les travaux de couverture n'étaient pas encore exécutés) ;

— réduction de la portée :

— injection des fissures avec des résines époxides et, si cela n'est pas possible ($\alpha_f \leqslant 0{,}2$ mm), les couvrir d'une pellicule.

AL. POP : L'automation des calculs pour des groupements de sollicitations

L'ouvrage a pour but de présenter deux programmes de calcul destinés à la détermination automatique des groupements de sollicitations : le sous—programme MINIMAX, pour sélectionner les groupements d'essais qui produisent des moments fléchissants extrèmes en différentes sections de calcul d'une structure en barres, et le sous-programme COMBI, destiné à la considération des hypothèses supplémentaires qui peuvent conduire à un supplément de sollicitations dans les sections de calcul. Dans l'annexe on donne des schémas — blocs et des feuilles de programmation avec des listes d'instructions en langage FORTRAN.

D. FRANGOPOL : Sur la sécurité des éléments et des structures des constructions

On présente les principaux aspects concernant le problème de base de la sécurité des structures et les coefficients de sécurité proposés pour être employés dans le calcul probabilistique des constructions. On formule ensuite un modèle mathématique qui conduit à la détermination probabilistique de la perte de la capacité portante d'une structure statiquement déterminée à comportement élastique. A la fin de l'ouvrage on présente une application.

Les conclusions qui en résultent servent à l'amélioration des normes actuelles concernant le calcul des structures ; celles-ci se rapportent à l'évaluation de la sécurité et à sa répartition entre les éléments qui composent la structure.

V. FOCŞA, C. BOGOS : Station d'essais et recherches hygrothermiques pour constructions à Jassy

On présente une station d'essais et recherches pour constructions, ayant comme objectif d'établir les caractéristiques hygrothermiques des éléments de bâtiment à l'échelle naturelle, en vue d'assurer le confort thermique, de prolonger la vie des constructions, de réduire les frais d'investissement par un dimensionnement économique, et la consommation de combustible et d'énergie électrique pendant l'exploitation.

L'article contient aussi des indications concernant les mesurages, essais et recherches envisagés à être effectués dans la station.

M. ILINA, C. LUŢĂ : Etude comparative sur certains systèmes de chauffage des hôpitaux

L'étude traite des aspects théoriques et pratiques que soulève l'application des systèmes de chauffage par radiateurs et par plafond rayonnant dans les hôpitaux.

L'analyse est portée sur les aspects suivants : confort thermique ; conditions de microclimat ; principes de calcul des pertes de chauleur, dimension des surfaces de chauffe, quantité du métal nécessaire, valeur d'investissement, frais d'exploitation et délais d'amortissement des investissements.

Toutes les considérations sont faites ayant en vue le bâtiment récemment terminé du nonveau hôpital de la ville de Baia Mare.

ZUSAMMENFASSUNGEN

A. CAMBUREANU: Qualitätsfragen der Oberflächenbauteile aus Spannbeton und der Einfluss auf die Betriebsfestigkeit

Es werden die Ergebnisse der Versuche als auch die Massnahmen zur Beseitigung der bei einigen Oberflächen-Bauteilen (TT_c 3×12 – 265 und CP 1,5×12 – 250) festgestellten Mängel besprochen, wobei diese teilweise bereits eingebaut sind.

Die Versuche ergaben sowohl den Einfluss der Ausführugnsbedingungen als auch der Einbaubedingungen und der Behandlungsart der Randzonen der Längsrippen (auf der Verankerungslänge der vorgespannten Bewehrung) auf die Betriebsfestigkeit der Bauteile. Die Massnahmen zur Beseitigung der festgestellten Mängel waren von Fall zu Fall verschieden :

— die Änderung der Dauerlasten durch Änderung der Lösung zur Wärmeisolierung des Daches (wenn die Arbeiten noch im Laufe waren);

— die Verringerung der Öffnungsweite;

— die Einspritzung von Epoxyharzen in die Risse mit einer Grösse von $\alpha_f > 0{,}2$ mm, oder deren Abschluss durch Bedeckung mit Epoxykitt für Öffnungen von $\alpha_f \leqslant 0{,}2$ mm.

AL. POP: Die Automatisierung der Berechnungen für Belastungsgruppierungen

Es werden zwei Berechnungsprogramme für die automatische Bestimmung der Belastungsgruppierungen gezeigt: das Unterprogramm MINIMAX, zur Wahl der Lastgruppierungen, welche extreme Biegemomente in verschiedenen Berechnungsquerschnitten eines aus Stäben bestehenden Tragwerkes hervorrufen und das Unterprogramm COMBI, welches der Inbetrachtziehung von zusätzlichen Annahmen, welche zu erhöhten Belastungen in den Berechnungsquerschnitten führen können, bestimmt ist. In der Beilage werden Blockschaltungen und Programmblätter samt Instruktionslisten in der FORTRAN-Sprache gegeben.

D. FRANGOPOL: Über die Sicherheit der Bauteile und Strukturen

Nach der Behandlung der wichtigsten Angelegenheiten der Grundfrage der Sicherheit der Strukturen und der Sicherheitskennzahlen welche für die Verwendung im Rahmen der Projektierung vorgeschlagen werden, wird das mathematische Modell formuliert, welches zur Bestimmung der Zerstörungswahrscheinlichkeit einer statisch bestimmten Struktur mit elastischem Verhalten führt. Am Ende des Artikels wird als Beispiel eine Anwendung besprochen. Die Schlussfolgerungen können zur Verbesserung der bestehenden Vorschriften für den Entwurf der Tragwerke von Bauten dienen, sowohl in bezug auf die Bewertung deren Sicherheit als auch auf die Verteilung der Sicherheit zwischen den das Tragwerk bildenden Bauteile.

V. FOCŞA, C. BOGOS: Hydrotechnische Versuchs — und Forschungsstation für Bauzwecke in Iaşi

Es wird eine hydrotechnische Versuchs — und Forschungsstation für Bauzwecke, welche in Iaşi errichtet wurde, besprochen. Der Zweck dieser Station besteht in der Festlegung der hygrothermischen Merkmale der Bauelemente im natürlichen Masstab, u. zw. zwecks Gewährleistung des thermischen Komforts, der Steigerung der Dauerhaftigkeit der Bauwerke, der Verringerung der Investitionskosten, durch eine wirtschaftliche Bemessung und der Erzielung von Brennstoff — und Elektrizitätskosten im Betrieb.

Es werden Angaben bezüglich der Messungen, Prüfungen und Forschungen gemacht, welche zukünftlich im Rahmen dieser Station vorgenommen werden sollen.

M. ILINA, C. LUŢĂ: Vergleichendes Studium von Heizungssystemen für Krankenhäuser

Im Beitrag werden die theoretischen und praktischen Fragen der Anwendung von Heizungssystemen mit Heizkörpern und Strahlungsdecke im Rahmen von Krankenhäusern besprochen.

Es werden folgende Fragen behandelt: der thermische Komfort, die Mikroklimabedingungen, die Berechnungsprinzipien der Wärmeverluste, die Grösse der Heizflächen, die Höhe des Metallverbrauches, der Investitionswert, die Höhe der Betriebskosten und die Dauer der Investitionsabschreibung.

Die Betrachtungen werden am Beispiel eines kürzlich ausgeführten Baues — das Krankenhaus in Baia Mare — — behandelt.

СОДЕРЖАНИЕ

А. КАМБУРЯНУ: Аспекты о качестве плоскостных элементов из преднапряжённого бетона и влияние на прочность в эксплуатации

Представлены результаты испытаний, а также и меры по устранению найденных неисправностей в плоскостных элементах (ТТкр 3×12—265 и преднапряженный кессон 1,5×12—250), часть которых уже собрана в строительтсве.

Из испытаний вытекает влияние условий выполнения, сборки и способа решения конечной зоны продольных ребер (на участке длины крепления преднапряженной арматуры) на устойчивость конструкций в эксплуатации. Меры по устранению найденных неисправностей были разные в каждом конкретном случае в отдельности:

— изменение постоянных нагрузок изменением решения теплоизоляции крыши (в том случае, если работы находились в стадии выполнения);

— сокращения пролета;

— иньекция эпоксидными смолами трещин размерами $\alpha_f > 0,2$ мм, или заделка эпоксидной замазкой трещин размерами $\alpha_f \leqslant 0,2$ мм

АЛ. ПОП: Автоматизация расчетов для группированных нагрузок

Предметом данной работы является изложение двух вычислительных программ, предназначенных для автоматического определения группированных нагрузок: подпрограмма MINIMAX для отбора групп испытаний, вызывающих изгибающие крайние моменты в разных расчетных сечениях стержневой несущей системе и подпрограмма COMBI, служащая для учета некоторых дополнительных гипотез, которые могут привести к росту нагрузки в расчетных сечениях. В приложении даны блок-схемы и программные листы, а также списки указаний на машинном языке FORTRAN.

Д. ФРАНГОПОЛ: О надежности строительных элементов и несущих систем

После обзора главных аспектов, касающихся основного вопроса надежности несущих систем и предлагаемых для использования в проектировании коэффициентов запаса прочности формулируется математическая модель, ведущая к определению вероятности разрушения упругой статически определимой несущей системы. В заключительной части работы дан пример применения. Вытекающие выводы могут служить для улучшения существующих указаний для проектирования несущих систем сооружений как с точки зрения оценки их надежности, так и распределения запаса прочности между составными элементами несущей системы.

В. ФОКША, К. БОГОС: Узел для гигротермических испытаний и исследований по строительству в городе Яссы

Описан узел для гигротермических испытаний и исследований по строительству, созданный в Яссах, имеющей предметом определение гигротермических характеристик строительных конструкций в натуральном масштабе, с целью обеспечения теплового комфорта, повышения долговечности сооружений, сокращения капитальных вложений путем экономного расчета и осуществления экономии топлива и электроэнергии при эксплуатации.

Даны также указания, относящиеся к измерению, испытанию и исследованию, которые должны проводиться на данном узле.

М. ИЛИНА, К. ЛУЦЭ: Сравнительное исследование о некоторых системах отопления в больничных зданиях

В статье излагаются теоретические и практические аспекты, выдвигаемые применением отопительных систем с помощью радиаторов и с теплоизлучающими потолками в больничных зданиях.

Рассматриваются следующие аспекты: тепловой комфорт, условия микроклимата, принципы расчета потерь тепла, величина нагревательных поверхностей, размеры расхода металла, стоимость капитального строительства, объем эксплуатационных расходов и сроки погашения капиталовложений.

Все соображения приведены исходя из данных на примере недавно осуществленного строительства больницы в городе Бая Маре.

Ing. **AUREL CAMBUREANU**
Institutul de cercetări în construcţii
şi economia construcţiilor — INCERC

CZ 666.98:69.004

ASPECTE ALE CALITĂŢII ELEMENTELOR DE SUPRAFAŢĂ DIN BETON PRECOMPRIMAT ŞI INFLUENŢA ASUPRA REZISTENŢEI ÎN EXPLOATARE

I. INTRODUCERE

În ritmul accelerat de industrializare din ţara noastră şi deci de construcţie a halelor industriale, elementele de suprafaţă pentru acoperişurile acestor hale reprezintă o mare pondere în producţia prefabricatelor.

Studiul elementelor de suprafaţă din beton precomprimat a fost început de I.P.C. în anul 1966, prin proiectarea chesoanelor curbe de 3 × 12 m, care însă nu s-au dovedit avantajoase din punct de vedere tehnologic, trecîndu-se ulterior, în anul 1967, la studiul chesoanelor curbe de 1,5 × 12 m.

Ulterior, din anul 1968 şi în anii următori, s-a trecut şi la studiul elementelor TT curbe de 12 m din beton precomprimat, cu şi fără gol de luminator, precum şi a elementelor T curbe de 12 m. Studiul s-a extins şi la seria de elemente de 15 şi 18 m lungime (T_c chiar la 24 m), pentru lăţimi de 3 şi 2 m ale elementelor TT_c, la gama supraîncărcărilor din exploatare de 170, (250) 265 şi 350 kg/m^2 [1], [2].

În majoritatea lor, elementele proiectate de I.P.C. au fost cercetate de INCERC, introducîndu-se unele îmbunătăţiri atît la proiectele elementelor respective, cît şi la tehnologia de execuţie a acestora.

Prin proiectare s-a urmărit reducerea tipurilor de elemente, adoptîndu-se — pentru gama de încărcări curente — aceleaşi dimensiuni în secţiunea transversală a elementelor.

2. UNELE DEFECTE ALE CALITĂŢII ELEMENTELOR DE SUPRAFAŢĂ DIN PRODUCŢIA DE SERIE ŞI CAUZELE LOR

Defectele au fost constatate la încercarea unor elemente de serie pentru controlul producţiei, precum şi la expertizele efectuate asupra unor prefabricate de 12 m deschidere montate pe acoperiş, cu care ocazie s-au încercat, pînă la pierderea capacităţii portante, şi unele elemente aflate în depozit (similare cu cele de pe acoperiş) sau unele din cele scoase de pe acoperişul în cauză.

2.1. Abateri de la dimensiunile geometrice

La măsurătorile efectuate s-au constatat următoarele abateri dimensionale şi de formă :

— grosimea plăcii elementelor sporită neuniform de la 3,5 la 4—4,5 şi chiar 5 cm;

— racordarea incorectă a timpanului de capăt în plan orizontal şi în special în plan vertical, ceea ce a dus la deficienţe la transfer şi decofrare;

— denivelări ale elementelor constatate după montajul lor, care ajung chiar la circa 6 cm, din cauza defecţiunilor tiparelor şi din precomprimare.

2.2. Deficienţe la punerea în lucrare a armăturilor

— Poziţionarea incorectă a armăturii nepretensionate, în special la consolele plăcilor;

— poziţionarea incorectă a barei PC 52 plasată la baza nervurilor, în zonele de reazem, pe lungimea de ancorare a toroanelor pretensionate;

— toroane scăpate sau rupte la pretensionare şi neînlocuite;

— nerealizarea precomprimării indicată în proiect, ajungîndu-se chiar pînă la —20 %;

— tăierea armăturilor numai dintr-o parte a elementului (transfer brusc) şi chiar la faţa frontală a acestuia, ceea ce sporeşte lungimea de transfer şi cea de ancorare.

2.3. Calitatea betonului

S-a constatat o frecventă nerealizare a calităţii betoanelor, atît în ce priveşte rezistenţa la 28 de zile (pînă la 25 % mai redusă decît marca prescrisă prin proiect), cît şi rezistenţa la transfer, a cărei importanţă este la fel de mare ca şi realizarea mărcii.

2.4. Fisurarea nervurilor şi a plăcilor

La o serie de elemente s-a constatat fisurarea în timpul confecţionării sau sub încărcări mai reduse decît cele normate, ceea ce a necesitat măsuri de remediere.

Analiza cauzelor care au dus la apariţia acestor fisuri este prezentată în cap. 5.

3. ÎNCERCĂRI EFECTUATE ASUPRA UNOR ELEMENTE CU DEFECTE ŞI REZULTATELE OBŢINUTE

3.1. Elemente TT_c 3×12 – 265

La acoperişul unor hale industriale au fost montate 48 de elemente TT_c 3 × 12 – 265 (proiect IPC 2159/VI), fără a fi însă monolitizate şi fără a avea învelitoarea executată [3].

Elementele prezentau în majoritate fisuri, atît în placă, cît şi în nervurile longitudinale.

Elementele au fost examinate, întocmindu-se releveul fisurilor, urmărindu-se în special zonele de capăt ale nervurilor longitudinale. În majoritate, fisurile aveau deschiderea de 0,1 ...0,3 mm, dar erau şi fisuri cu deschiderea 0,9...1,2 mm.

S-au considerat două categorii de elemente :

a. cu deschiderea fisurilor $\alpha_f < 0,5$ mm ;

b. cu $\alpha_f = 0,9...1,2$ mm.

S-au încercat cîte două elemente din fiecare categorie, elemente care au fost scoase de pe acoperiş.

Bara PC 52 Ø 18 de la baza nervurii (din carcasa C 4) era de 1,25 m lungime de la capătul elementului.

În fig. 1 se arată releveul fisurilor iniţiale şi al celor apărute şi dezvoltate sub încărcare la elementul TT_c 3 × 12, poz. 48, seria 795, cu fisuri $\alpha_f \simeq 0,9$. Încărcarea s-a efectuat cu traverse de beton precomprimat pentru c.f. normală, avînd o greutate aproape constantă (250 kg/buc).

S-a plecat de la constatările făcute anterior, la încercări de asemenea elemente, că fisurile în placă nu reduc sensibil capacitatea elementului în ansamblu.

Fisurarea elementelor s-a produs la o supraîncărcare apropiată de cea de exploatare, ceea ce a indicat o nerealizare a efortului de precomprimare mergînd pînă la –20 %.

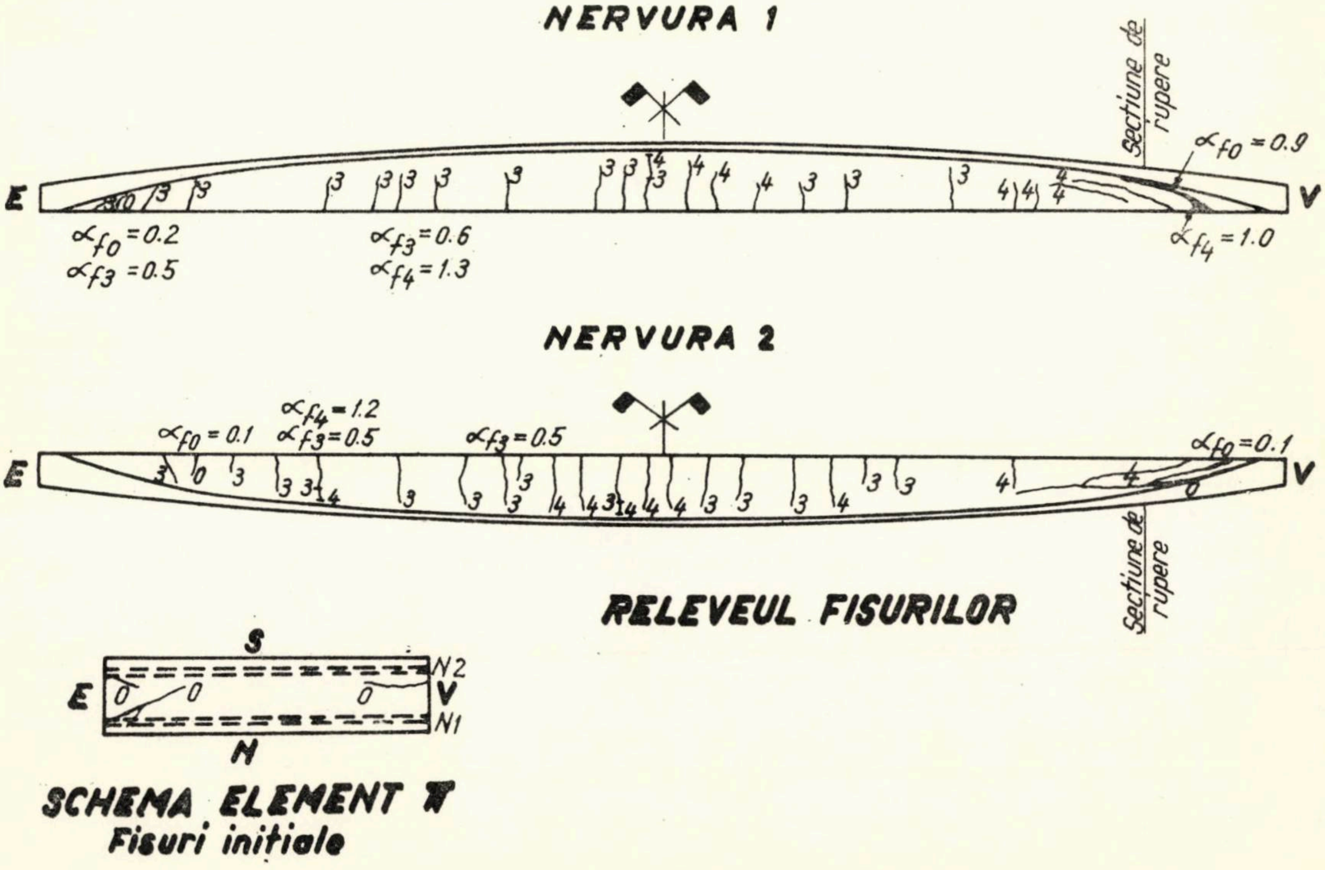


Fig. 1 – Elemente TT_c 3 × 12 – 265 cu fisuri iniţiale avînd α_{f_0} =0,9 mm. Releveul fisurilor iniţiale şi al celor apărute sub încărcare.

Fisurile inițiale nu au sporit pînă la treapta la care s-a produs fisurareaa sub încărcare. Ruperea elementelor s-a produs spre capătul elementului, în secțiuni aproape normale, în vecinătatea întreruperii barelor PC 52 Ø 18, la cca 1,20 m de la capetele nervurilor.

Rigiditatea elementelor a arătat o comportare mai bună la supraîncărcarea de exploatare pentru elementele din categoria **a**. De asemenea, săgeata la rupere a fost mai mare, deci și gradul de avertizare la aceste elemente $\left((f/l > \frac{1}{100}\right)$

În tabelele 1 și 2 se prezintă rezultatele încercărilor, comparativ cu datele din *„Caietul de sarcini 1—1971 pentru elemente de suprafață pentru acoperișurile halelor industriale*" — proiect I.P.C. 2149/IV — la supraîncărcările de exploatare de 170 și 265 kg/m².

Din aceste tabele rezultă că elementele cu fisuri în zonele de capăt ale elementului și α_f < 0,5 mm se încadrează ca elemente pentru supraîncărcare normată de 170 kg/m², pe cînd

Tabelul 1

Date asupra elementelor TT$_c$ 3 × 12—265 încercate — fisurare

Nr. crt.	Elementul TT$_c$ 3×12—265 poz/seria α_f max—mm	Fisurare q_s^f (supraîncărcare kg/m²) experimental conf. diagrama $p - f$	Fisurare q_s^f (supraîncărcare kg/m²) prescris conf. CS 1—71 TT$_c$ 3 × 12 —265	Fisurare q_s^f (supraîncărcare kg/m²) prescris conf. CS 1—71 TT$_c$ 3 × 12 —170	$C_f = \frac{q_s^f + g^{**}}{q_s^n + g_n{}^*}$ pentru q_s^f din coloanele 2	C_f pentru q_s^f din coloanele 3	C_f pentru q_s^f din coloanele 4	Obs.
0	1	2	3	4	5	6	7	8
1	18/811 α_f max = 0,4	241	365	265	1,2	1,54 (0,78)	1,26 (0,95)	
2	9/815 α_f max = 0,3	234	365	265	1,18	1,54 (0,77)	1,26 (0,94)	
3	48/795** α_f max = 0,9	208,5	365	265	1,14	1,54 (0,745)	1,26 (0,9)	
4	—/792 α_f max = 0,9	230	365	265	1,17	1,54 (0,76)	1,26 (0,925)	

Nota: * g^n — 190 kg/m²

** g — 200 kg/m² — din cauza umidității

( ) — în paranteză, raporturile între încărcarea experimentală și cea prescrisă pentru elemente TT$_c$ 3x12 — conform CS 1—71.

Tabelul 2

Date asupra elementelor TT$_c$ 3 × 12—265 încercate — rupere

Nr. crt.	Elementul TT$_c$ 3 × 12 poz/seria α_f max-mm	Ruperea $\frac{f}{l}$ la rupere	Ruperea q_{sr} (supraîncărc.) kg/m² q_{sr}^{exp}	Ruperea q_{sr} (supraîncărc.) kg/m² prescris CS 1—71 TT$_c$ 3 × 12 —265	Ruperea q_{sr} (supraîncărc.) kg/m² prescris CS 1—71 TT$_c$ 3 × 12 —170	$C_r = \frac{q_{sr} + g^{**}}{q_s^n + g^{n*}}$ ptr. valorile q_{sr} din coloanele : 3	C_r coloanele : 4	C_r coloanele : 5	$C = \frac{S_{rc}}{C_{pc}}$ (STAS 6657—1970) pt. TT$_c$ 3×12 —170	Observații
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	18/811 α_f max = 0,4	$\frac{1}{78,5}$	494	685	500	1,90	2,42 (0,79)	1,92 (0,99)	1,56>1,5	„CS 1—71" condiții tehnice pentru încercarea la rupere.
2	9/815 α_f max = 0,3	$\frac{1}{62}$	538,6	685	500	2,02	2,42 (0,84)	1,92 (1,05)	1,65>1,5	
3	48/795** α_f max = 0,9	$\frac{1}{105}$	416,7	740	545	1,72	2,58 (0,67)	2,04 (0,845)	1,40<1,6	
4	—/792 α_f max = 0,9	$\frac{1}{63}$	460	685	500	1,80	2.42 (0,74)	1,92 (0,94)	1,46<1,5	

NOTA: * g^n = 190 kg/m²

** g = 200 kg/m², în rest 190 kg/m²

( ) = în paranteză, raporturile între încărcarea experimentală și cea prescrisă a elementului TT$_c$ 3×12 conform CS 1 — 71

C_{pc} = 440 kg/m² pentru elementul TT$_c$ 3 × 12 —170 cele cu fisuri avînd $\alpha_f = 0{,}9 \ldots 1{,}3$ mm nu se încadrează nici la aceste încărcări. În consecință, elementele cu fisuri $\alpha_f < 0{,}5$ mm s-au declasat și folosit pe acoperișul halei pentru izolația cu polistiren expandat cu supraîncărcare 170 kg/m² în loc de 265 kg/m², iar pentru celelalte elemente (cu fisuri $\alpha_f \geqslant 0{,}9$) s-a recomandat folosirea lor pentru o deschidere mai mică de 10,50 m, cu izolație tot din polistiren expandat.

La toate elementele s-a recomandat închiderea fisurilor existente pentru protejarea armăturilor contra coroziunii și injectarea cu rășini epoxidice a fisurilor cu $\alpha_f > 0{,}2$ mm.

3.2. Chesoane CP 1,5×12−250

La unele hale industriale au fost montate chesoane de beton precomprimat CP 1,5×12 − 250 (proiect I.P.C. 2155), elemente care au fost ulterior declasate la CP 1,5 × 12−170, prin Ordin M.C. Ind., datorită capacității la rupere mai reduse, ca urmare a existenței unor fisuri tehnologice în zonele de capăt ale nervurilor.

Ulterior, proiectul elementului respectiv a fost îmbunătățit prin sporirea înălțimii, în zona de capăt, de la 16 la 19 cm și prin introducerea unor armături la extremitatea nervurilor (1 Ø 10 + 1 Ø 12 PC 52, înlocuite ulterior cu 1 Ø 16 PC 52 de 1,50 m lungime).

Acest tip de chesoane modificat, montat la acoperișurile unor hale, prezenta fisuri în exploatare, fapt pentru care s-a procedat la încercarea unor elemente rămase în depozitele șantierelor de același tip cu cele montate [4], [5] [6], respectiv :

a. Elementul CP 1,5 × 12, încercat la Reșița, prezenta fisuri inițiale $\alpha_f = 0{,}6$ mm în zona centrală a nervurilor longitudinale.

b. Elementul CP 1,5 × 12, încercat la Ploiești, prezenta știrbituri de beton pînă la 3 cm din grosimea nervurilor longitudinale pe traseul armăturilor urechilor de agățare, din cauza manipulării defectuoase a elementului.

c. Elementul încercat la Berceni — București — prezenta numeroase fisuri, dintre care unele și în zonele de capăt, fiind considerat element rebutat.

Fisurile inițiale și cele apărute în cursul încercării sînt prezentate în fig. 2...4

d. Idem, fără fisuri inițiale.

În tabelele 3 și 4 se prezintă rezultatele încercărilor efectuate.

Din analiza datelor, elementele CP 1,5 × 12−250, cu toate că au avut fisuri inițiale, au arătat o capacitate de rupere suficientă, conform CS 2−71 pentru supraîncărcarea normată de 250 kgf/m², avînd suficientă siguranță pentru a nu fi considerate declasate ca elemente CP 1,5 × 12−165. În afară de un element care s-a rupt în zona centrală, celelalte s-au rupt în secțiuni situate în apropierea întreruperii barelor PC 52 de la baza nervurilor (la cca 1,50 m de la capetele elementului).

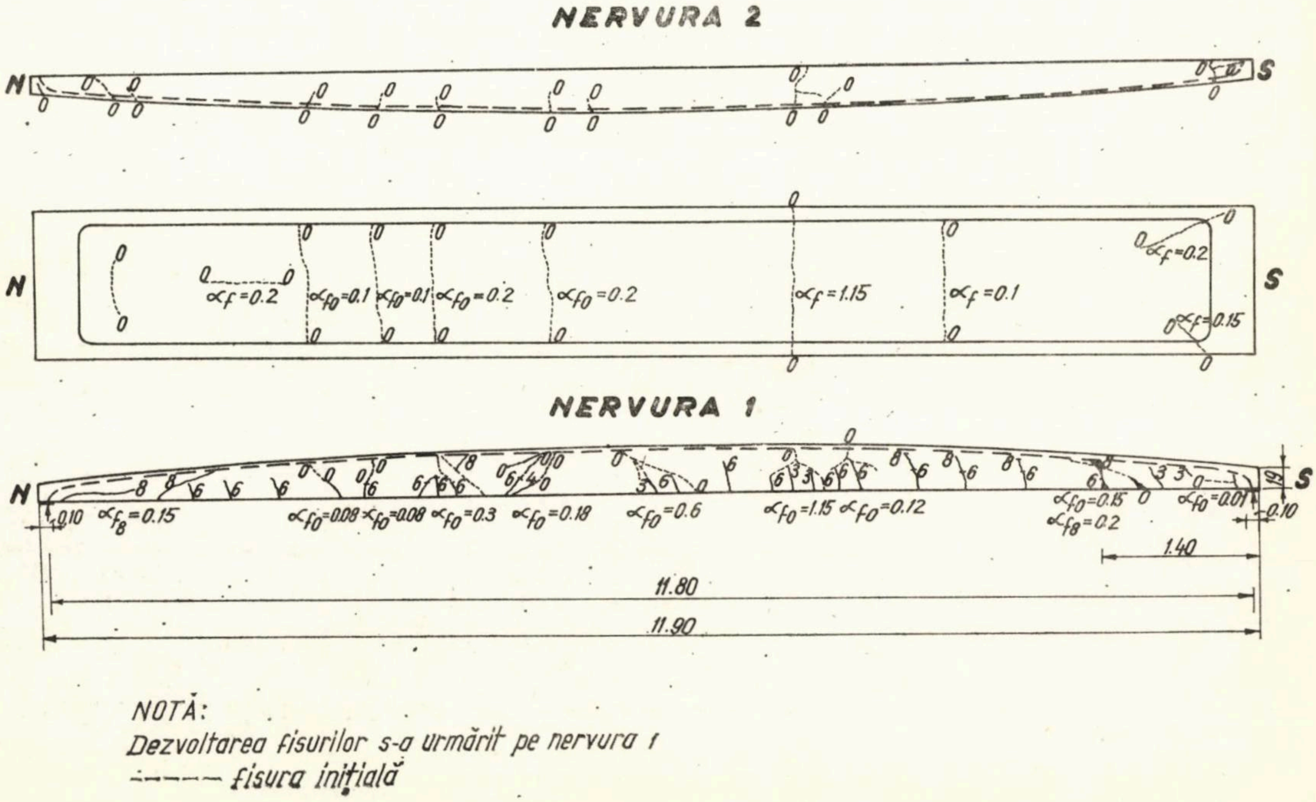

NERVURA 2
N
S
$\alpha_f=0.2$
$\alpha_{f0}=0.1$
$\alpha_{f0}=0.2$
$\alpha_f=1.15$
$\alpha_f=0.1$
$\alpha_f=0.2$
$\alpha_f=0.15$
NERVURA 1
$\alpha_{f8}=0.15$
$\alpha_{f0}=0.08$
$\alpha_{f0}=0.3$
$\alpha_{f0}=0.18$
$\alpha_{f0}=0.6$
$\alpha_{f0}=1.15$
$\alpha_{f0}=0.12$
$\alpha_{f0}=0.15$
$\alpha_{f8}=0.2$
$\alpha_{f0}=0.01$
0.10
1.40
11.80
11.90
NOTĂ:
Dezvoltarea fisurilor s-a urmărit pe nervura 1
----- fisura inițială

Fig. 2 – Element CP 1,5× 12−250 încercat la UMUC-Berceni. Releveul fisurilor inițiale și al celor apărute sub încărcare.

4. CONSTATĂRI PRIVIND CAPACITATEA PORTANTĂ A ELEMENTELOR ÎNCERCATE

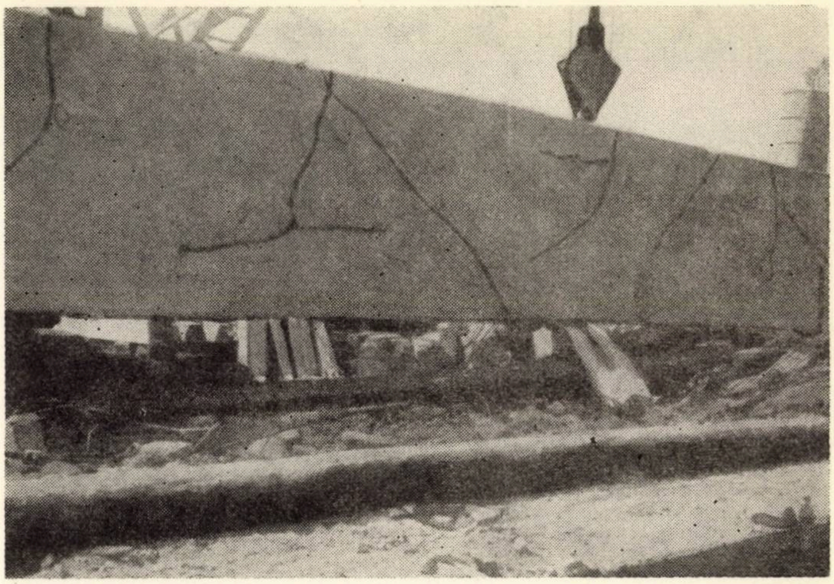


Fig. 3 — Elementul CP 1,5 X 12—250 încercat la UMUC—Berceni. Fisuri inițiale.

La elementele TT$_c$ 3 × 12—265, ruperea s-a produs în secțiuni normale situate la cca 1,20 m de la capăt, pentru trei elemente încercate, și la 1,0 m pentru al 4-lea element.

Din cele patru elemente CP 1,5 × 12—250 încercate, unul s-a rupt în secțiune normală situată în zona centrală, iar trei într-o secțiune normală amplasată la circa 1,50 m de capăt. Capacitatea portantă a elementelor CP 1,5 × 12 — 250 a depășit în toate cazurile valoarea minimală prescrisă prin CS 2—71.

Dintre elementele TT$_c$ 3 × 12 —265, cele cu fisuri de maximum 0,5 mm deschidere au avut o capacitate portantă cu cca 20 % mai redusă ca cea prescrisă, elementele corespunzînd doar ca elemente TT$_c$ 3 × 12—170, iar cele cu fisuri de peste 0,9 mm nu s-au putut încadra nici în grupa acestor elemente declasate la încercarea de 170 kg/m^2, deoarece capacitatea portantă a fost cu 7—22 % mai mică decît a elementelor cu fisuri de maximum 0,5 mm deschidere.

Capacitatea portantă mai mare a elementelor CP 1,5 × 12—250 față de elementele TT$_c$ 3 × 12—265 se justifică atît prin lungimea mai mare a barelor PC 52 prevăzute la baza nervurilor (1,50 m la CP 1,5 × 12—250; 1,25 m la TT$_c$ 3 × 12—265), cît și prin încărcarea aproape dublă care revine nervurilor în cazul elementelor TT$_c$ 3 × 12—265.

În general, elementele de suprafață cu înălțimea variabilă pun unele probleme speciale în ceea ce privește comportarea la fisurare, deoarece, fiind aproximativ de egală rezistență în lungul lor, pot fisura sub încărcarea de fisurare în orice secțiune, inclusiv în zonele de capăt.

Fisurarea în zonele de capăt sporește lungimea de ancorare a armăturii pretensionate, ceea ce antrenează ruperea prematură a elementelor în secțiuni amplasate în zonele de capăt. Riscul este amplificat și de fisurarea prematură a elementelor, fie ca urmare a nerealizării forței de precomprimare, fie din diverse cauze tehnologice (cap. 5).

Prin urmare, este necesar ca extremitățile nervurilor să fie tratate ca elemente de beton armat cu precomprimare parțială. În acest sens, elementele încercate au fost prevăzute cu bare PC 52 cu lungimi cuprinse între 1,25 și 1,50 m, care au îmbunătățit comportarea elementelor, dar, după cum a rezultat din încercări, pentru elementul TT$_c$ 3 × 12—265 lungimea de 1,25 m a barei s-a dovedit insuficientă, fiind de altfel sporită în proiectele elaborate ulterior. De altfel, încercări efectuate de INCERC [2] au arătat că la betoane de marcă circa B 400 lungimile de ancorare a toroanelor 7 Ø 4 depășesc 1,40 m.

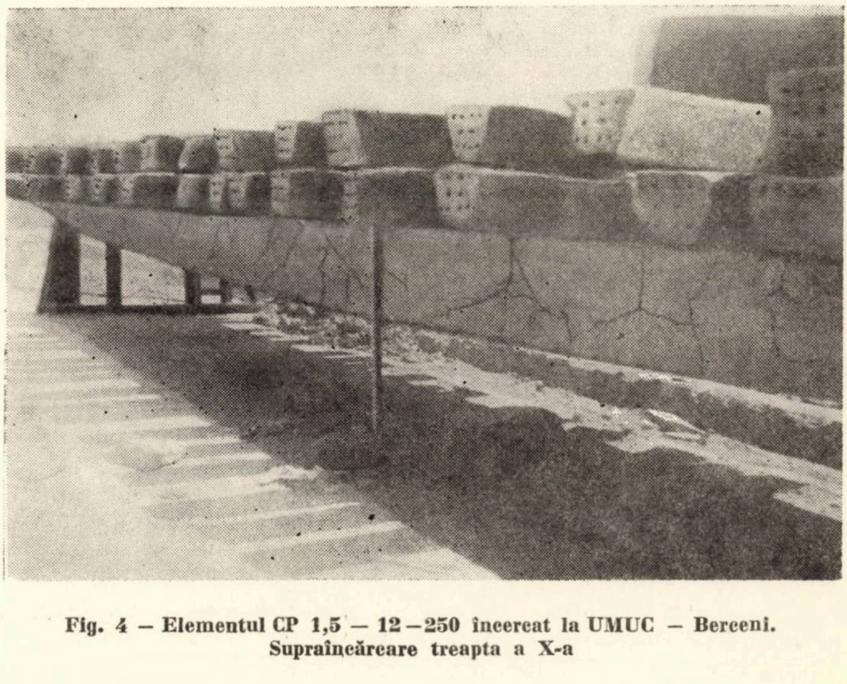


Fig. 4 — Elementul CP 1,5 — 12—250 încercat la UMUC — Berceni. Supraîncărcare treapta a X-a

Tabelul 3

Date asupra elementelor CP 1,5 × 12−250 încercate – fisurare

Nr. crt.	Elementul CP 1,5 × 12 −250	Fisurare			$C_f = \dfrac{q_s^f + g^*}{q^n + g^n}$ pentru valorile q_s^f din coloanele			Observații
		q_s^f (supraîncărcare) kgf/m²						
		Diagramă $p-f$	Conform CS 2−71					
			CP 1,5×12 −250	CP 1,5×12 −165	2	3	4	
0	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Element încercat la Reșița (din depozit, cu fisuri inițiale – rebut)	300	290	200	1,34	1,32 (1,02)	1,07 (1,25)	
2	Element încercat la Ploiești (cu știrbituri)	320	290	200	1,39	1,32 (1,05)	1,07 (1,3)	
3	Element încercat la Berceni (din depozit, fără fisuri)	300	290	200	1,34	1,32 (1,02	1,07 (1,25)	
4	Idem (din depozit, cu fisuri inițiale, rebut)	—	290	200	—	—	—	

NOTA : * $q^n = 250$ pentru CP 1,5 × 12−250 ; $q^n = 165$ pentru CP 1,5 × 12−165
$g^n = 200$ kg/m² inclusiv monolitizări
( ) – în paranteză raporturile între încărcarea experimentală și cea conform CS 2−71

Tabelul 4

Date asupra elementelor CP 1,5 × 12−250 încercate – rupere

Nr. crt.	Elementul CP 1,5 × 12 −250	Ruperea				$C_r = \dfrac{q_{sr} + g}{q^n + g^n}$ Valorile q_{sr} din coloanele:			$C = \dfrac{S_{rc}}{C_{pc}}$ (STAS 6657−70) pt. CP. 1,5×12−250	Observații
		$\dfrac{f}{l}$ la rupere	q_{sr} (supraîncărc.) kgf/m²							
			q_{sr}^{exp}	CS 2−71						
				CP 1,5×12 −250	CP 1,5 × 12 −165	3	4	5		
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9 10	11
1	Element încercat la Reșița (cu fisuri inițiale)	$\dfrac{1}{25}$	730	590	430	2,50	2,14 (1,17)	1,70 (1,47)	1,75>1,5	
2	Element încercat la Ploiești (cu știrbituri)	$\dfrac{1}{38}$	738	590	430	2,52	2,14 (1,18	1,70 (1,48)	1,77>1,5	
3	Element încercat la Berceni (din depozit fără fisuri)	$\dfrac{1}{22}$	684	590	430	2,4	2,14 (1,12)	1,70 (1,12)	1,67>1,5	$S_{rc} = q_s^r$ conf. încerc. + g = 190 kg/m²
4	Idem (din depozit, cu fisuri inițiale, rebut)	$\dfrac{1}{25}$	675,6	590	430	2,38	2,41 (1,11)	1,70 (1,40)	1,65>1,5	

NOTA : $C_{pc} = 524$ kg/m² pentru CP 1,5 × 12 − 250

5. CAUZELE APARIȚIEI FISURILOR INIȚIALE LA ELEMENTELE DE SUPRAFAȚĂ ȘI POSIBILITĂȚI DE REMEDIERE A ACESTORA

În ceea ce privește defectele menționate, se pot enumera și următoarele cauze care pot duce la apariția unor fisuri inițiale :

- tratament termic necorespunzător de accelerare a întăririi betonului (gradient exagerat de ridicare a temperaturii, lipsa unor măsuri de împiedicare a deshidratării rapide a betonului, diferențe mari între dilatarea tiparului și cea a betonului etc) ;
- tipare insuficient studiate sau greșit executate și exploatate, împiedicînd deplasarea liberă la transfer ;
- decofrarea necorespunzătoare, ducînd la solicitări neuniforme și exagerate ale elementelor ;
- depozitare, transport, manipulare și montaj neconforme cu prevederile proiectului sau chiar situații neluate în considerație la proiectare.

În concluzie, cauzele producerii fisurilor sînt multiple și se pot evita numai cu respectarea strictă a condițiilor tehnologice corecte de fabricaţie, de transport, manipulare şi montaj.

În cazul folosirii elementelor cu fisuri iniţiale, fisurile din placă ($\alpha_f \simeq 0,5$ mm) vor trebui acoperite cu pastă de ciment sau mortar cu adaos de aracet (conform instrucţiunilor C. 93—1969). De asemenea se vor acoperi cu mortar de ciment fără aracet şi armăturile vizibile.

În cazul unor deteriorări mai grave ale plăcilor, acestea se pot repara printr-o nouă betonare a porţiunii respective, prevăzută şi cu suprabetonare cu armătura necesară. Poziţionarea armăturii trebuie să fie însă corectă. Menţionăm că fisurile fine ($\alpha_f \leqslant 0,3$ mm) în placă (multe din contracţie) nu au dus, în general, la reducerea capacităţii elementului.

Fisurile din nervurile longitudinale trebuie injectate cu răşină epoxidică. Fisurile fine ($\alpha_f < 0,2$) neputînd fi injectate, trebuie totuşi peliculizate.

În cazul cînd totuşi elementele cu fisuri mai grave ($\alpha_f \geqslant 0,9$) sînt deja montate la hale industriale date în exploatare şi înlocuirea sau deplasarea lor e dificilă, acestea trebuie consolidate.

Consolidarea se poate efectua prin precomprimare, cu tiranţi metalici pretensionaţi etc. sau cu macaze, grinzi (profile) metalice. În unele cazuri se poate desface învelitoarea, introducîndu-se o izolaţie termică mai uşoară (polistiren expandat în loc de b.c.a), reducîndu-se încărcarea permanentă. Se menţionează că la elementele examinate greutatea izolaţiei hidrotermice se încadra în prevederile proiectului.

CONCLUZII

Soluţiile de remediere a elementelor curbe de tip cheson şi TT care prezentau unele deficienţe (în special fisuri iniţiale) au permis utilizarea lor în condiţii corespunzătoare de siguranţă.

Măsurile de remediere au constat în schimbarea termoizolaţiei (din b.c.a. în polistiren), reducerea deschiderii prin introducerea unor elemente intermediare de rezemare, închiderea fisurilor cu răşini epoxidice etc.

Pe baza încercărilor efectuate, proiectarea elementelor respective a fost îmbunătăţită în ceea ce priveşte tratarea zonei de capăt a nervurilor.

Astfel, barele de armătură PC 52 amplasate în extremităţile nervurilor au fost sporite la elementele TT_c 3 ×12, de la 1,25 la 2,0 m.

De asemenea, s-a prevăzut şi o armare transversală mai puternică în zona de capăt.

La elementele CP 1,5 × 12—170 şi 265, s-a sporit atît înălţimea (în special la capăt), cît şi diametrul barelor PC 52.

Pentru toate aceste elemente, dimensiunile au fost unificate, variind numai armătura pretensionată.

O serie de îmbunătăţiri s-au adoptat şi la execuţia acestor elemente, în scopul eliminării fisurilor iniţiale tehnologice. Constatările efectuate cu ocazia încercărilor acestor elemente, precum şi a altor încercări anterioare au dus şi la unele completări ale prescripţiilor de proiectare. Astfel, în cadrul revizuirii STAS 8 000—67 s-au indicat valori pentru lungimea de ancorare (l_a) diferite de lungimea de transmitere la transfer (l_t). De asemenea, s-au sporit pierderile din relaxare şi s-au redus eforturile unitare maxime de compresiune în beton la transfer.

Comportarea elementelor respective a arătat avantajul utilizării în acest caz a unor armături preîntinse cu lungimi reduse de ancorare. Varianta folosirii în acest scop a unor ancoraje înglobate nu este încă suficient studiată şi clarificată în ceea ce priveşte eficienţa tehnico-economică.

BIBLIOGRAFIE

[1] Cambureanu A., Rey Vasile, Tannenbaum M., Damian Florica., Constantinescu N. : *Elemente de suprafaţă din beton precomprimat pentru hale industriale. Elemente curbe de tip cheson CP, TT_c şi T_c de* 12,15 şi 18 *mdeschidere, cu şi fără gol luminator, privind toată gama de încercări pentru definitivarea cataloagelor.* Referat cu concluzii INCERC, perioada 1967—1971.

[2] Cambureanu A., Constantinescu N., Rey Vasile, Tannenbaum M. : *Recherche expérimentale sur la longueur d'ancrage à la traction des armatures de précontrainte, avec application aux éléments de surface à hauteur variable pour les toitures des bâtiments industriels.* VI-ème Congrès International FIP-Prague, 1970.

[3] Cambureanu A., Tannenbaum M. : *Expertiza asupra calităţii elementelor de beton precomprimat TT_c* 3 × 12 *montate pe acoperişul Halei Forjă de la UST-Grupul de şantiere Tîrgovişte şi posibilitatea folosirii lor.* Referat cu concluzii, INCERC, 1970

[4] Cambureanu A. : *Expertiza privind folosirea unor chesoane din beton precomprimat CP* 1,5 × 12—250 *cu fisuri la acoperişul unui depozit al Şantierului Construcţii-Montaj, Interprinderea Reţele Electrice-Ploieşti.* Referat cu concluzii, INCERC, 1972

[5] Cambureanu A. : *Expertiza asupra calităţii elementelor CP* 1,5 × 12—250 *de la acoperişul Centralei Termice şi a corpului A din cadrul Atel. Mixt Cîmpulung Muscel şi măsuri ce trebuie luate în vederea exploatării în condiţii normale a clădirilor.* Referat cu concluzii INCERC,1972

[6] Cambureanu A., Ceapă E. Găină N.: *Verificarea comportării elementelor de acoperiş CP* 1,5 × 12—250 *la Uzina Mecanică de Utilaj Chimic UMUC-Berceni-Bucureşti.* Referat INCERC 1972.

CZ 681.32:624.04

AUTOMATIZAREA CALCULELOR PENTRU GRUPĂRI DE SOLICITĂRI

ing. **ALEXANDRU POP**
I.P.H. Deva

1. PRECIZĂRI

Obţinerea unei asigurări a structurilor de construcţii care să permită un maximum de eficienţă a efortului economic constituie, după teoria siguranţei construcţiilor, optimizarea asigurării, principiile fundamentale în acest domeniu fiind tratate în literatura de specialitate [1], [3], [5], [8].

În ramura construcţiilor, orientările şi directivele date de Conferinţa Naţională a P.C.R. din iulie 1972 duc la necesitatea aplicării şi mai intense a tehnicilor moderne de calcul, astfel încît să se asigure o optimizare a efortului economic în acest domeniu.

Din volumul datelor ştiinţifice acumulate pînă în prezent cu privire la comportarea construcţiilor s-a ajuns la un punct de vedere teoretic pe baza căruia optimizarea asigurării structurilor se va putea face în momentul introducerii practice a unui calcul probabilistic complet.

În prezent, aplicarea unor metode semiprobabilistice de calcul are caracterul de a permite cîţiva paşi spre optimizarea structurilor [8].

În proiectul de standard *„Principii generale de verificare a siguranţei construcţiilor"* se stabilesc coeficienţi de simultaneitate după grupările de acţiuni şi după natura acţiunilor (AP, ATR, ATF) [5].

Menţionăm că normele noastre (STAS 8000/73(67) [8] în revizuire) obligă efectuarea calculelor construcţiilor cu considerarea celor mai defavorabile grupări de încărcări posibile în timpul execuţiei sau exploatării. Fiecare secţiune de calcul a structurii este dimensionată de una din grupările de încărcări posibile (fundamentale, suplimentare şi extraordinare), şi anume cea mai defavorabilă.

Determinarea unor înfăşurători ale solicitărilor în secţiuni tot mai numeroase pe structură, şi la un număr tot mai mare de grupări de acţiuni, nu este posibilă în timp util fără apelarea la tehnica modernă de calcul [4], [6].

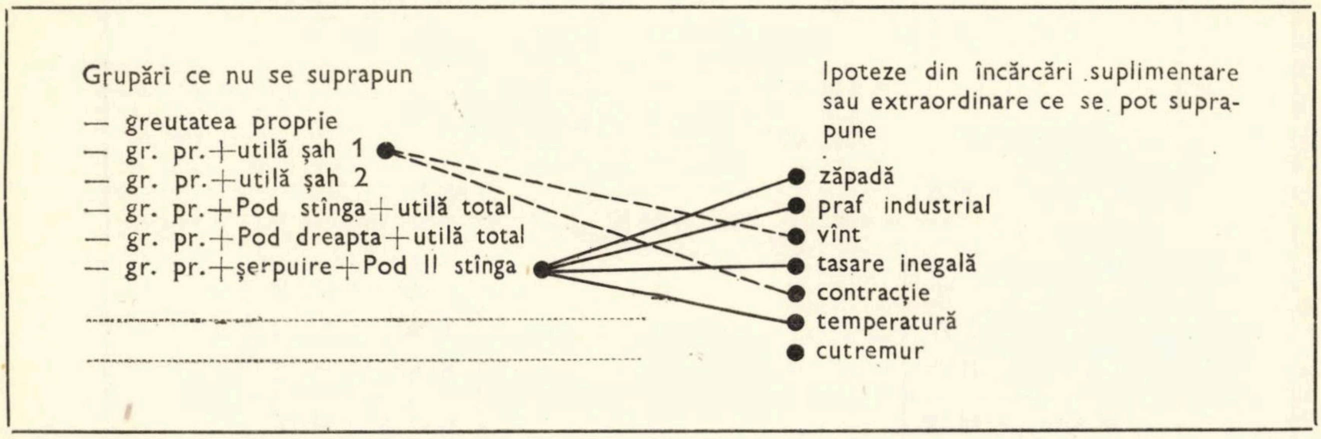
Pentru a veni practic în sprijinul proiectanţilor în determinarea înfăşurătorilor de solicitări, s-au elaborat programele MINIMAX şi COMBI în limbajele FORTRAN pentru calculatoarele IRIS, FELIX, IBM şi în cod maşină pentru Olivetti P—101.

La întocmirea acestor subrutine s-a plecat de la următoarele premise :

— Dintre toate ipotezele de încărcare posibile, indiferent de natura lor, sînt unele ipoteze care se pot suprapune, iar altele care nu se pot suprapune.

— Este necesară mai întîi selectarea ipotezelor fundamentale cele mai defavorabile, pe care să suprapunem apoi nişte grupări suplimentare sau extraordinare posibile.

Pentru a putea aplica subprogramele „MINIMAX" şi „COMBI" este necesar ca solicitările să fie calculate pe două grupe distincte. Exemplu :


Grupări ce nu se suprapun
— greutatea proprie
— gr. pr.+utilă şah 1
— gr. pr.+utilă şah 2
— gr. pr.+Pod stînga+utilă total
— gr. pr.+Pod dreapta+utilă total
— gr. pr.+şerpuire+Pod II stînga
Ipoteze din încărcări suplimentare sau extraordinare ce se pot suprapune
zăpadă
praf industrial
vînt
tasare inegală
contracţie
temperatură
cutremur

Se determină două situaţii ce dau valorile extreme ale solicitărilor.

Chiar şi grupările din prima coloană pot fi asamblate cu ajutorul celor două subprograme.

Trebuie să arătăm că, în privinţa modului de calcul static pe ipoteze, părerile sînt foarte împărţite la ora actuală, mulţi proiectanţi avînd metode originale foarte bune. Înţelegerea subprogramelor prezentate va permite utilizarea lor la orice metodă de calcul static, aducînd o perfecţionare în munca de proiectare.

2. SUBRUTINE PENTRU GRUPĂRI DE SOLICITĂRI

2. 1. Subrutina MINIMAX

Dacă pe o structură oarecare, avem p secţiuni în care calculăm solicitările şi q ipoteze sau combinaţii de ipoteze de încărcare (grupări), atunci automatizarea calculelor pentru înfăşurători se poate face după cum urmează :

Pentru o structură plană cu solicitări în planul ei avem vectorul solicitărilor $S_{i,j}$ şi vectorul deplasărilor $D_{i,j}$ pentru fiecare secţiune i şi ipoteză j :

$$S_{i,j}=\begin{bmatrix} M_{i,j} \\ T_{i,j} \\ N_{i,j} \end{bmatrix} \quad (1) \qquad D_{i,j}=\begin{bmatrix} \theta_{i,j} \\ \delta_{yi,j} \\ \delta_{xi,j} \end{bmatrix} \quad (2)$$

Pentru problema spaţială, fiecare vector are cîte şase componente. Considerînd cele q ipoteze sau combinaţii, avem pentru fiecare componentă în plan :

$$[M_{i,j}]=\begin{bmatrix} M_{1,1} & M_{1,2} \ldots\ldots & M_{1,q} \\ M_{2,1} & M_{2,2} \ldots\ldots & M_{2,q} \\ \\ M_{p,1} & M_{p,2} \ldots\ldots & M_{p,q} \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$[T_{i,j}]=\begin{bmatrix} T_{1,1} & T_{1,2} \ldots\ldots & T_{1,q} \\ T_{2,1} & T_{2,2} \ldots\ldots & T_{2,q} \\ \\ T_{p,1} & T_{p,2} \ldots\ldots & T_{p,q} \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$[N_{i,j}]=\begin{bmatrix} N_{1,1} & N_{1,2} \ldots\ldots & N_{1,q} \\ N_{2,1} & N_{2,2} \ldots\ldots & N_{2,q} \\ \\ N_{p,1} & N_{p,2} \ldots\ldots & N_{p,q} \end{bmatrix} \quad (5)$$

M_{ij}, T_{ij}, N_{ij} reprezintă solicitările de moment, forţă tăietoare, respectiv forţă axială în secţiunea i a structurii din ipoteza j de încărcare.

Pentru anumite ipoteze de încărcare, normele admit nişte coeficienţi de simultaneitate diferiţi de unitate. Se consideră că matricele M_{ij}, T_{ij}, N_{ij} cuprind solicitări amplificate deja cu aceşti coeficienţi. Pentru ipotezele care nu au coeficienţi neunitari, stabiliţi prin norme sau de proiectant, se ia valoarea unitară. Se obţine pentru cele q ipoteze matricea coeficienţilor de simultaneitate C_{ij}, care, postînmulţind matricea solicitărilor de calcul, ne dă matricele de studiu (3), (4), (5).

Matricea coeficienţilor de simultaneitate este o matrice diagonală.

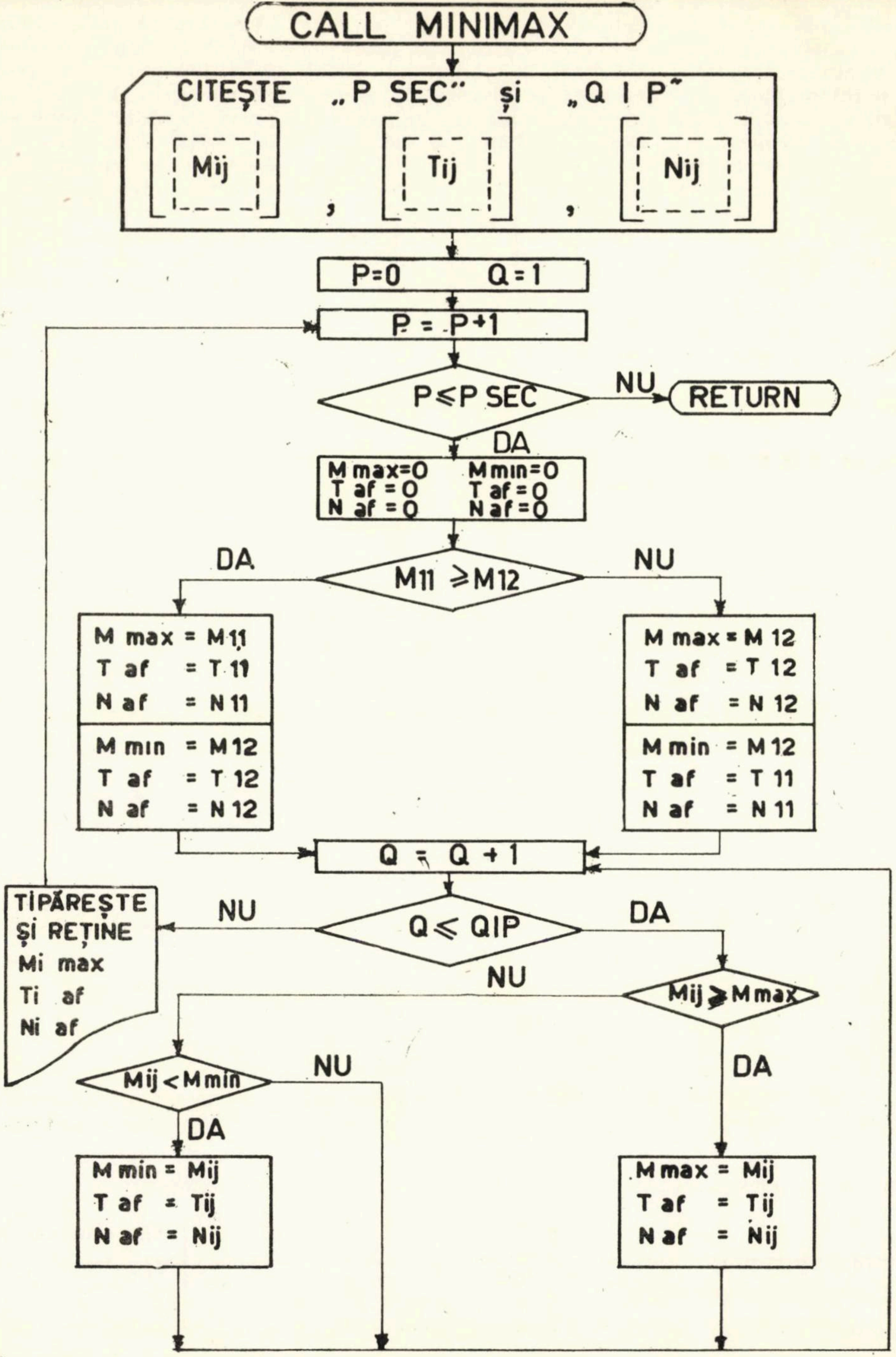
Exprimarea matriceală a coeficienţilor de simultaneitate este recomandată pe mai multe considerente, unele din cele mai importante fiind :

— faptul că există subrutine care rezolvă produsul a două matrice ;

— faptul că statica matriceală cucereşte tot mai mult teren în domeniul calculului construcţiilor.

$$[M_{i,j}]=\begin{bmatrix} M^c_{1,1} & M^c_{1,2} \ldots & M^c_{1,q} \\ M^c_{2,1} & M^c_{2,2} \ldots & M^c_{2,q} \\ \\ M^c_{p,1} & M^c_{p,2} \ldots & M^c_{p,q} \end{bmatrix} \times$$

$$\times \begin{bmatrix} C_{1,1} & 0 \ldots\ldots & 0 \\ 0 & C_{2,2} \ldots\ldots & 0 \\ \\ 0 & 0 \ldots C_{j,i} \ldots & 0 \\ 0 & 0 \ldots\ldots & C_{qp} \end{bmatrix} \quad (6)$$


CALL MINIMAX
CITEŞTE „P SEC" şi „Q I P"
Mij
Tij
Nij
P=0 Q=1
P = P+1
P≤P SEC
NU
RETURN
DA
M max=0 M min=0
T af =0 T af =0
N af =0 N af =0
DA
M11 ≥M12
NU
M max = M11
T af = T 11
N af = N 11
M min = M12
T af = T 12
N af = N 12
M max = M 12
T af = T 12
N af = N 12
M min = M 12
T af = T 11
N af = N 11
Q = Q + 1
TIPĂREŞTE ŞI REŢINE
Mi max
Ti af
Ni af
NU
Q≤ QIP
DA
NU
Mij ≥ Mmax
Mij < Mmin
NU
DA
DA
M min = Mij
T af = Tij
N af = Nij
M max = Mij
T af = Tij
N af = Nij

SCHEMA LOGICĂ PENTRU SUBRØUTINE „MINIMAX"

fig 1.

Relaţiile sînt asemănătoare pentru T_{ij} şi N_{ij}.

Trebuie subliniat că în alcătuirea acestei subrutine s-a considerat că ipotezele din care provin solicitările nu se pot suprapune, de exemplu la hale industriale cu poduri rulante (pisică stînga, pisică dreapta), iar în cazul combinaţiilor pe ipoteze, acestea sînt diferite, de sine stătătoare şi nu se pot însuma ci numai compara.

În această situaţie, subrutina va selecta din cele trei matrice 3), (4), (5)

$$M_{i,j\,\mathrm{min}},\quad T_{i,j\,\mathrm{aferent}},\quad N_{i,j\,\mathrm{aferent}}$$

$$M_{i,j\,\mathrm{max}},\quad T_{i,j\,\mathrm{aferent}},\quad N_{i,j\,\mathrm{aferent}} \quad (7).$$

Subrutina este valabilă pentru un număr oricît de mare de ipoteze sau combinaţii. Numărul de secţiuni p pentru care se poate aplica subrutina depinde de modul de introducere a datelor. Schimbînd ordinea de aranjare se pot obţine :

$$M_{i,j\,\mathrm{aferent}},\quad T_{i,j\,\mathrm{min}},\quad N_{i,j\,\mathrm{aferent}}$$

$$M_{i,j\,\mathrm{aferent}},\quad T_{i,j\,\mathrm{max}},\quad N_{i,j\,\mathrm{aferent}} \quad (8)$$

sau

$$M_{i,j\,\mathrm{aferent}},\quad T_{i,j\,\mathrm{aferent}},\quad N_{i,j\,\mathrm{min}}.$$

$$M_{i,j\,\mathrm{aferent}},\quad T_{i,j\,\mathrm{aferent}},\quad N_{i,j\,\mathrm{max}} \quad (9)$$

Formele (7) şi (9) sînt necesare de obicei la dimensionarea stîlpilor. Schema logică s-a reprezentat în fig. 1 şi 2.

Fiecare secţiune dată rezistă la nişte solicitări care au o anumită interdependenţă între ele. Relaţiile de legătură între solicitările limită, la o secţiune dată, reprezentate grafic, ne conduc la nişte curbe [2], [7] denumite curbe de interacţiune (fig. 3 şi 4).

În cazurile curente, valorile extreme ale solicitărilor sînt cele care dimensionează secţiunea.

Sînt însă cazuri speciale cînd anumite stări de solicitări nu sînt acoperite de curba de interacţiune, caracteristică secţiunii obţinute la dimensionarea din valorile extreme ale solicitărilor (fig. 5).

Se propune în aceste cazuri, destul de rare în practică, să se ia, pentru solicitările de dimensionare, perechea de valori care dau cea mai mare rază polară (fig. 6).

Propunerea se referă numai la elementele de beton armat. Dacă se consideră ambele extreme de acelaşi grad de periculozitate pentru dimensionarea secţiunii, se poate pune şi condiţia ca nici o stare de solicitare să nu treacă peste dreapta ce uneşte aceste extreme, iar în cazul că există perechi de solicitări ce nu respectă această condiţie, să se treacă la analizarea lor. Această condiţie este mult prea restrictivă şi duce la calcule prea laborioase deoarece din practica proiectării curente s-a observat că valorile extreme sînt, în toate cazurile, hotărîtoare. Se consideră cazuri posibile de solicitări, neacoperite de curba de interacţiune, numai la unele structuri cu rigle foarte înclinate sau cu stîlpi solicitaţi la forţe orizontale de intensitate foarte mare, iar în aceste situaţii numai la secţiunile la care ambele perechi extreme de solicitări se situează pe aceeaşi curbă de interacţiune. Aceste cazuri se vor analiza separat şi se vor dimensiona în consecinţă.

De obicei, în urma unui calcul efectuat la calculatoare electronice numerice, se obţin şi deplasări pe ipoteze. Se poate aplica subrutina MINIMAX şi matricelor D_{ij} (2).

2.2. Subrutina COMBI

(Minimum minimorum,
Maximum maximorum)

Am arătat că subrutina MINIMAX selectează în final un tablou de rezultate de forma :

$$[S_{i,j\,\mathrm{mini\,max}}] = \begin{bmatrix} M_{1\,\mathrm{max}} & T_{1\,\mathrm{af}} & N_{1\,\mathrm{af}} & M_{1\,\mathrm{min}} & T_{1\,\mathrm{af}} & N_{1\,\mathrm{af}} \\ M_{2\,\mathrm{max}} & T_{2\,\mathrm{af}} & N_{2\,\mathrm{af}} & M_{2\,\mathrm{min}} & T_{2\,\mathrm{af}} & N_{2\,\mathrm{af}} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ M_{p\,\mathrm{max}} & T_{p\,\mathrm{af}} & N_{p\,\mathrm{af}} & M_{p\,\mathrm{min}} & T_{p\,\mathrm{af}} & N_{p\,\mathrm{af}} \end{bmatrix} \quad (10)$$

Avînd în continuare R ipoteze suplimentare care se pot suprapune cu ipotezele sau combinaţiile selectate de MINIMAX acestea se pot aranja în următoarele matrice de solicitări sau deplasări :

$$[S_{i,r}] = \begin{bmatrix} M^s_{i,r} \\ T^s_{i,r} \\ N^s_{i,r} \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$[D_{i,r}] = \begin{bmatrix} \theta^s_{i,r} \\ \delta_{y\ i,r} \\ \delta_{x\ i,r} \end{bmatrix} \quad (12)$$

Pentru problema spaţială fiecare vector are cîte şase componente.

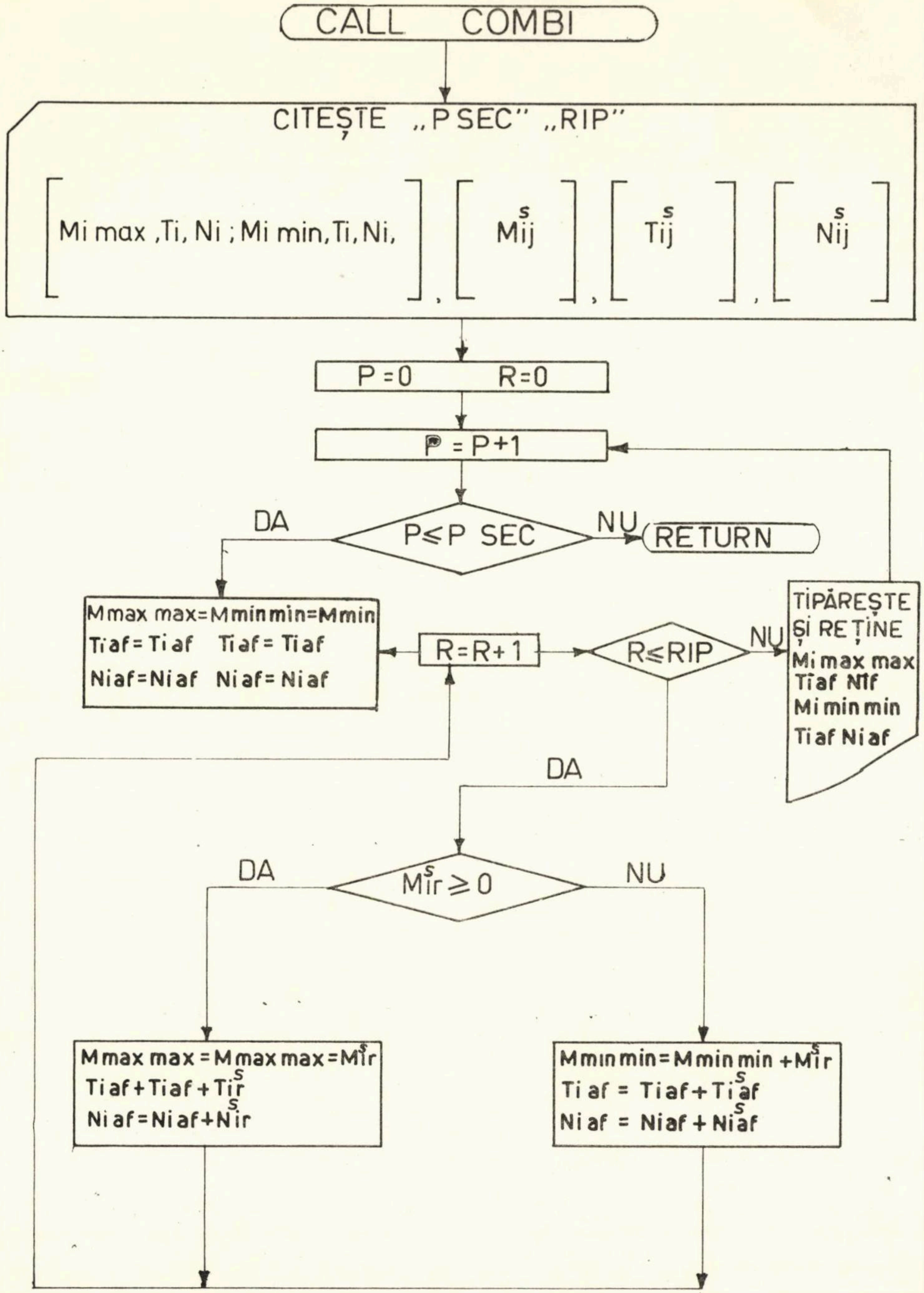
Considerînd cele R ipoteze avem pentru fiecare componentă în plan :

$$[M^s_{i,r}] = \begin{bmatrix} M^s_{1,1} & M^s_{1,2} & \ldots\ldots & M^s_{1,r} \\ M^s_{2,1} & M^s_{2,2} & \ldots\ldots & M^s_{2,r} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ M^s_{p,1} & M^s_{p,2} & \ldots\ldots & M^s_{p,r} \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$[T^s_{i,r}] = \begin{bmatrix} T^s_{1,1} & T^s_{1,2} & \ldots\ldots & T^s_{1,r} \\ T^s_{2,1} & T^s_{2,2} & \ldots\ldots & T^s_{2,r} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ T^s_{p,1} & T^s_{p,2} & \ldots\ldots & T^s_{p,r} \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$[N^s_{i,r}] = \begin{bmatrix} N^s_{1,1} & N^s_{1,2} & \ldots\ldots & N^s_{1,r} \\ N^s_{2,1} & N^s_{2,2} & \ldots\ldots & N^s_{2,r} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ N^s_{p,1} & N^s_{p,2} & \ldots\ldots & N^s_{p,r} \end{bmatrix} \quad (15)$$

Subrutina COMBI operează pe următorul criteriu : dacă valoarea lui $M^s_{i,r}$ majorează pe cea maximă Mimax selecţionată de MINIMAX, atunci se ia


CALL COMBI
CITEȘTE „P SEC” „RIP”
Mi max, Ti, Ni ; Mi min, Ti, Ni,
M_{ij}^{s}
T_{ij}^{s}
N_{ij}^{s}
P = 0 R = 0
P = P + 1
DA
P ≤ P SEC
NU
RETURN
Mmax max = Mmin min = Mmin
Tiaf = Tiaf Tiaf = Tiaf
Niaf = Niaf Niaf = Niaf
R = R + 1
R ≤ RIP
NU
TIPĂREȘTE ȘI REȚINE
Mi max max
Tiaf Niaf
Mi min min
Tiaf Niaf
DA
DA
$M_{ir}^{s} \geq 0$
NU
Mmax max = Mmax max = M_{ir}^{s}
Tiaf + Tiaf + T_{ir}^{s}
Niaf = Niaf + N_{ir}^{s}
Mmin min = Mmin min + M_{ir}^{s}
Ti af = Tiaf + T_{iaf}^{s}
Ni af = Niaf + N_{iaf}^{s}

SCHEMA LOGICĂ PENTRU SUBROUTINE „COMBI”

fig 2.

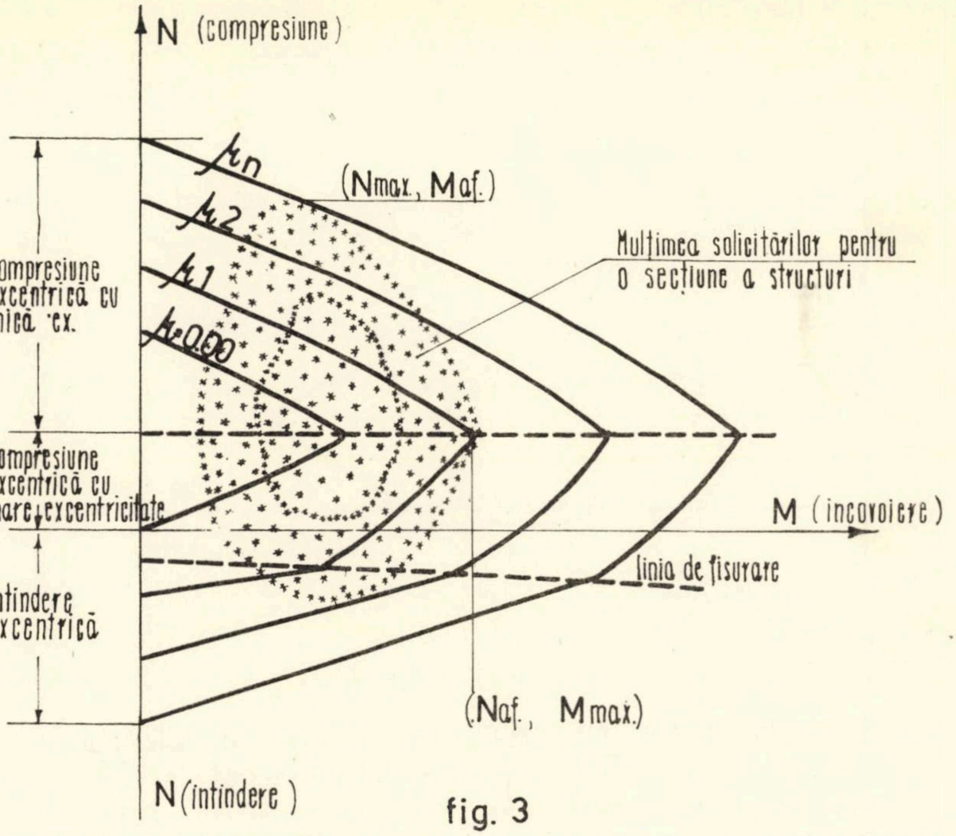

N (compresiune)
μn
μ2
μ1
μ=0.00
(Nmax., Maf.)
Multimea solicitărilor pentru o secțiune a structuri
compresiune excentrică cu mică ex.
compresiune excentrică cu mare excentricitate
întindere excentrică
M (incovoiere)
linia de fisurare
(Naf., Mmax.)
N (intindere)

fig. 3

ACOPERIREA SOLICITARILOR DE CURBELE DE INTERACTIUNE LA SECTIUNI DE BETON ARMAT.

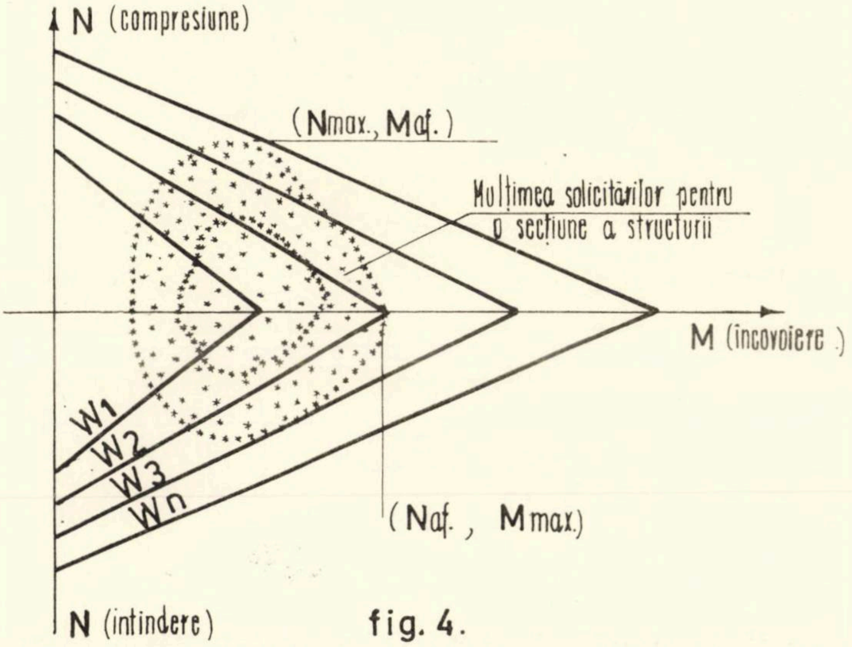

N (compresiune)
(Nmax., Maf.)
Multimea solicitărilor pentru o secțiune a structurii
M (incovoiere)
W1
W2
W3
Wn
(Naf., Mmax.)
N (intindere)

fig. 4.

ACOPERIREA SOLICITARILOR DE CURBELE DE INTERACTIUNE LA SECTIUNI DE METAL SAU LEMN

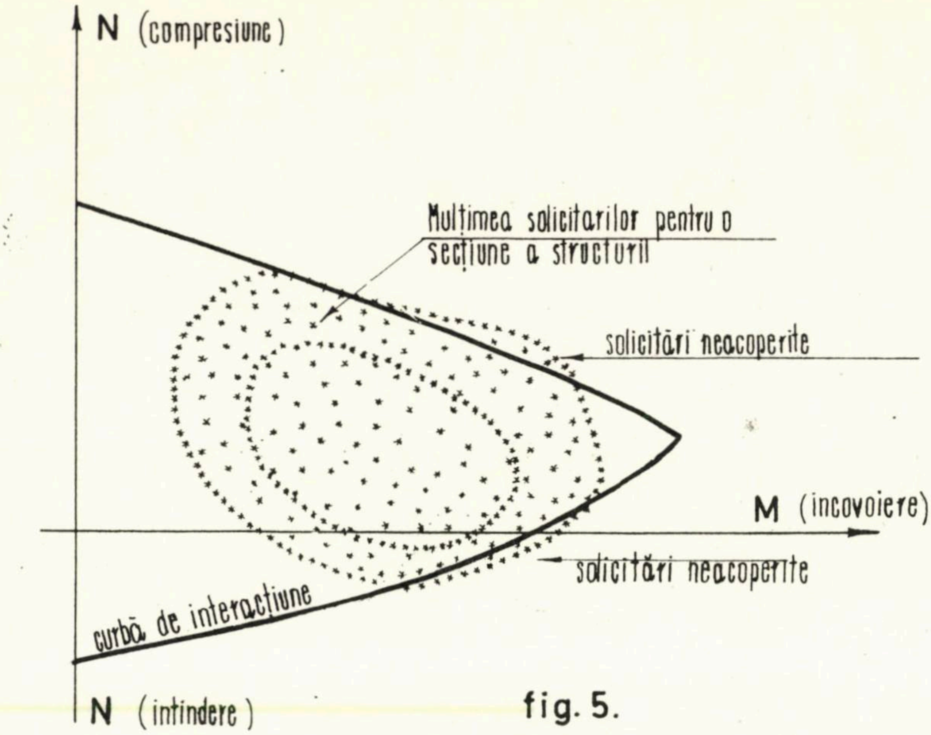
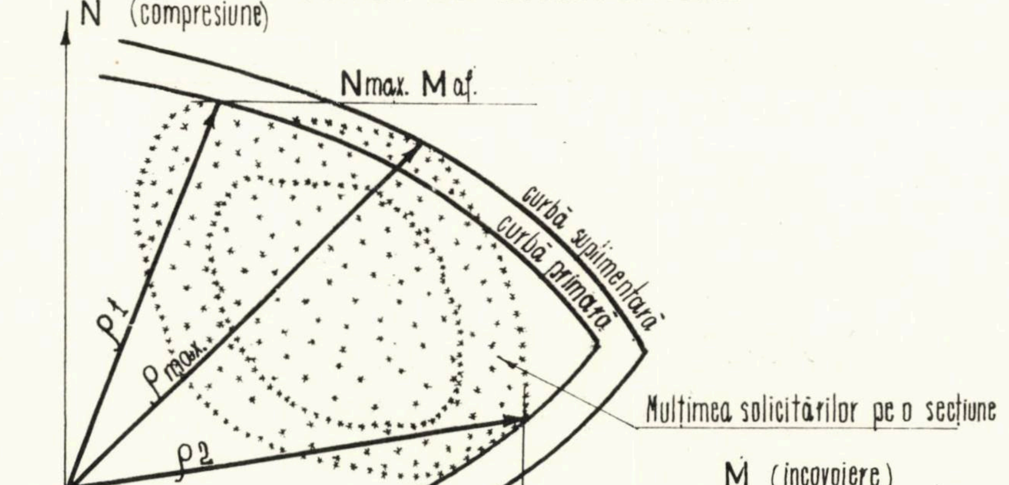

N (compresiune)
Multimea solicitarilor pentru o secțiune a structurii
solicitări neacoperite
M (incovoiere)
solicitări neacoperite
curbă de interacțiune
N (intindere)

fig. 5.

CAZURI SPECIALE DE NEACOPERIRE A SOLICITARILOR DE CURBA DE INTERACTIUNE


N (compresiune)
Nmax. Maf.
curbă suplimentară
curbă primară
ρ_1
$\rho_{max.}$
ρ_2
Mulțimea solicitărilor pe o secțiune
M (incovoiere)
Naf
Mmax.

$$\rho_1 = \sqrt{N^2_{max.} + M^2_{af.}}$$

$$\rho_2 = \sqrt{N^2_{af.} + M^2_{max.}}$$

$$\rho_{max.} = \sqrt{N^2_d + M^2_d}$$

Dimensionarea se va face la perechea de eforturi care dau vectorul modul cel mai mare. (propunere pentru secțiunile de beton armat comprimate excentric.)

fig. 6

DETERMINAREA CURBEI DE INTERACTIUNE SUPLIMENTARA

PROGRAM IN LIMBAJ FØRTRAN PENTRU SUBRUTINA MINIMAX

```
      SUBRØUTINE  MINIMAX (PSEC,QIP,M11,..M1Q,..MP1,..MPQ,
 *                                      T11,...T1Q,...TP1,..TPQ,
 *                                      N11,..N1Q,...NP1,..NPQ,
      P = 0
      Q = 0
 1    DØ 7. P = 1, PSEC
      MMAX  = 0
      TMA   = 0
      NMA   = 0
      MMIN  = 0
      TMI   = 0
      NMI   = 0
      Q     = 1
      IF(MP1.GE.MP2) GØTØ 2
      MMAX = MP2
      TMA  = TP2
      NMA  = NP2
      MMIN  = MP1
      TMI   = TP1
      NMI   = NP1
      GØTØ 3
 2    MMAX = MP1
      TMA   = TP1
      NMA   = NP1
      MMIN  = MP2
      TMI   = TP2
      NMI   = NP2
 3    DØ 6.Q = 2,QIP
      IF(Q.EQ.QIP)GØTØ7
      IF(MPQ.GE.MMAX) GØTO4
      IF(MPQ.LE.MMIN)GØTO5
      GØTØ 6
 4    MMAX = MPQ
      TMA  = TPQ
      NMA  = NPQ
      GØTØ 6
 5    MMIN  = MPQ
      TMI   = TPQ
      NMI   = NPQ
 6    CØNTINUE
 7    WRITE(108,8)MMAX,TMA,NMA,MMIN,TMI,NMI.
 8    FØRMAT(15x,6F15.3)
      RETURN
      END
```

PROGRAM IN LIMBAJ FØRTRAN PENTRU SUBRUTINA CØMBI

```
      SUBRØUTINE  CØMBI (PSEC,RIP,M1MAX...MPMAX,T1MA...TPMA
   *                            N1MA.....NPMA,M1MIN...MPMIN
   *                            T1MI......TPMI,N1MI....NPMI
   *                            M11S.....MPRS,T11S.....TPRS
   *                          , N11S.....NPRS)
      P= 0
      R= 0
    1 P= P+1
      IF(P.GT.PSEC) GØTØ6
      MMAMAX  =  M1MAX
      TMA     =  T1MA
      NMA     =  N1MA
      MMIMIN  =  M1MIN
      TMI     =  T1MI
      NMI     =  N MI
    2 R       =  R+1
      IF (R.GT.RIP) GØTØ 4
      IF(MPRS.LT.0) GØTØ 3
      MMAMAX  =  MMAMAX+MPRS
      TMA     =  TMA+TPRS
      NMA     =  NMA+NPRS
      GØTØ2
    3 MMIMIN  =  MMIMIN+ MPRS
      TMI     =  TMI  +  TPRS
      NMI     =  NMI  +  NPRS
      GØTØ2
    4 WRITE(108,5)MMAMAX,TMA,NMA,MMIMIN,TMI,NMI
    5 FØRMAT(15x,6F 15,3)
      GØTØ1
    6 CØNTINUE
      RETURN
      END
```

Program pentru

GRUPĂRI DE SOLICITĂRI

Program nr

Instructiuni de program

Nr. cartelei

Registru 1		Registru 2		Registru F		Registru E		Registru D	
1	AV	25	C↕	49	A/Y	73	S	97	
2	S	26	A/V	50	S	74	↓	98	
3	C/↑	27	AW	51	S	75	S	99	
4	S	28	S	52	W	76	X	100	
5	D↑	29	C/↓	53	V	77	D+	101	
6	S	30	−	54	AY	78	D↕	102	
7	D/↑	31	/W	55	/◊	79	S	103	
8	S	32	C/↑	56	C/◊	80	↓	104	
9	B↑	33	S	57	D◊	81	S	105	
10	S	34	D↑	58	D/◊	82	X	106	
11	B↑	35	S	59	/◊	83	D/+	107	
12	S	36	D/↑	60	B◊	84	D/↕	108	
13	C↑	37	W	61	B/◊	85	Z	109	
14	C/↓	38	A/W	62	C◊	86	Y	110	
15	B−	39	↓	63	/◊	87	A/Z	111	
16	/V	40	B−	64	AZ	88	C/+	112	
17	B↓	41	/V	65	S	89	C/↕	113	
18	C/↕	42	+	66	↓	90	CV	114	
19	B↕	43	B↕	67	S	91		115	
20	B/↓	44	S	68	X	92		116	
21	D↕	45	B/↑	69	/Z	93		117	
22	B/↕	46	S	70	B+	94		118	
23	C↓	47	C↑	71	B↕	95		119	
24	D/↕	48	W	72	BV	96		120	

Constante pe cartela		Constante pe cartelă	

Conţinut registre	
M	Operaţional
A	—"—
R	—"—
b	Depozit
B	—"—
c	—"—
C	—"—
d	—"—
D	—"—
e	
E	Instrucţiuni
f	
F	

Date iniţiale	Nr. max cifre

OBSERVAŢII

- Clapa V selectează subprogramul „MINIMAX" după care se tastează: M_1, T_1, N_1; M_2 T_2 N_2................, M_q, T_q, N_q.
- Clapa Y selectează subprogramul „COMBI" calculatorul tipăreşte: M max, Taferent, N aferent, M min, T aferent, N aferent.
- Se tastează în continuare m_1 c_1; t_1, c_1, n_1 c_1;.......... m_R, c_R; t_R, c_R; n_R, c_R; si apoi din nou Y- calculatorul tipăreşte: M max max, Taferent, N aferent, M min min, Taferent, N aferent.

în considerare și se determină o nouă valoare pentru Mimax. La fel Mimin — dacă $M^{s}_{i,r}$ micșorează valoarea lui Mimin atunci se ia în considerare și se determină o nouă valoare pentru Mimin. La parcurgerea celor R ipoteze avem pentru secțiunea i:

$$\begin{matrix} M_{i\,\text{maxmax}} & T_{i\,\text{af}}. & N_{i\,\text{af}} \\ M_{i\,\text{minmin}} & T_{i\,\text{af}} & N_{i\,\text{af}} \end{matrix} \tag{16}$$

Subrutina este valabilă pentru oricît de multe ipoteze suplimentare R. Numărul maxim de secțiuni P depinde de modul de introducere a datelor și de modul de întocmire a programului.

Dacă se schimbă ordinea de aranjare a datelor, se pot obține:

$$\begin{matrix} M_{i\,\text{af}}. & T_{i\,\text{maxmax}} & N_{i\,\text{af}}. \\ M_{i\,\text{af}}. & T_{i\,\text{minmin}} & N_{i\,\text{af}}. \end{matrix} \tag{17}$$

sau

$$\begin{matrix} M_{i\,\text{af}}. & T_{i\,\text{af}} & N_{i\,\text{maxmax}} \\ M_{i\,\text{af}} & T_{i\,\text{af}} & N_{i\,\text{minmin}} \end{matrix} \tag{18}$$

La fel ca și subrutina MINIMAX, se poate aplica această subrutină unor matrice de deplasări din ipoteze suplimentare care se pot suprapune cu $D_{ij\,\text{mini max}}$.

Subrutinele MINIMAX și COMBI sînt valabile pentru determinarea înfășurătoarelor solicitărilor la o structură, în secțiuni dinainte stabilite — de obicei pe cap de bară. La rigle, în special, se întîmplă în mod frecvent ca secțiunea din cîmp cu $M_{\text{max max}}$ să-și schimbe poziția în funcție de combinația de încărcări.

3. CITEVA SUBLINIERI

Subprogramele prezentate în prezenta lucrare au fost testate și în prezent sînt utilizate pe calculatoarele Olivetti 101 la cîteva institute de proiectări din țară (I.P.L, I.P.H. etc.). Se observă că automatizarea calculelor, propusă prin utilizarea subrutinelor prezentate, este eficientă numai peste un anumit număr de ipoteze de încărcare a structurii, de obicei cam peste 10 ipoteze ce trebuie analizate și combinate.

Dacă dispunem de calculatoare mari și calculul static și dimensionarea secțiunilor sînt efectuate automat, subrutinele MINIMAX și COMBI se pot grefa pe programul general, indiferent de numărul ipotezelor de încărcare.

Întrucît se pot întîlni anumite cazuri speciale în care nu valorile extreme ale solicitărilor să dimensioneze secțiunea, se propune soluționarea acestor situații prin compararea razelor polare ale punctelor de pe frontiera domeniului solicitărilor.

Subrutinele prezentate pot fi utilizate în cadrul unui program complex de calcul automat al structurilor. Metoda rezolvării automatizării calculelor, pe etape bine determinate, cu subrutine valabile și în alte domenii tehnice decît cel pentru care au fost concepute, este aplicată și dezvoltată de către un colectiv de la INCERC București.

Avantajele unei asemenea metodologii sînt multiple. Se poate alcătui o bibliotecă cu programe numai din subrutine. Putem spune că aceasta constituie un pas în plus pe calea automatizării, fără de care nu se poate concepe, la ora actuală, progresul tehnicii și al economiei.

BIBLIOGRAFIE

1] Avram N. C.: *Aplicarea principiilor de calcul probabilistic și semiprobabilistic la proiectarea elementelor de construcții*. Referat general, a V-a Conferință de betoane Timișoara 26—28 oct. 72.

[2] Agent R.: *Asupra calculului stîlpilor de beton armat la compresiune excentrică*. Rev. „Construcții" nr. 2/1971

[3] Bolotin V. V.: *Nadiojnost soorujenii*. Moscova —1971

[4] McCracken D. D.: *A guide to FORTRAN programming*. New —York, John Wiley and Sons, 1961

[5] Dumitrescu D., Sandi H.: *Principii generale de verificarea siguranței construciilor*. Anteproiect de standard, București — 1972

[6] Ping — Chun Wang: *Metode numerice și matriciale în mecanica construcțiilor*. Ed. Tehnică, București, 1970

[7] Tannenbaum M.: *Despre calculul la compresiune excentrică a elementelor de beton armat*, Conf. a V-a de betoane, Timișoara, 1972

[8] *** *A V-a Conferință de betoane „Siguranța și calitatea construcțiilor"* Timișoara, 1972

[9] Szalai K.: *Load bearing capacity of reinforced concrete compression membres*. Acta Tehnica Academiae Scientiarum Hungaricae, Tomus 65 (3—4).

[10] Cornell C. A.: *A probability-based structural code*. ACI journal. Dec. 1969.

CZ 624.04:539.31.004.2

ASUPRA SIGURANȚEI ELEMENTELOR ȘI STRUCTURILOR DE CONSTRUCȚII

Ing. DAN FRANGOPOL
Institutul de construcții București

1. Considerații preliminare. Obiectul lucrării

În ultimul timp, problema evaluării siguranței structurilor pe baze probabilistice a căpătat o importanță deosebită. Datorită faptului că majoritatea factorilor care afectează siguranța unei structuri au un caracter întîmplător, iar valorile aleatorii ale parametrilor corespunzători acestora prezintă o stabilitate de masă, singurul mod rațional de evaluare a siguranței structurilor este cel oferit de folosirea mijloacelor de investigare puse la dispoziție de teoria probabilităților și statistica matematică. Acest mod de abordare este complet deosebit de modul tradițional de evaluare deterministă a siguranței construcțiilor, după care parametrii de bază cînt considerați, în mod simplist, drept mărimi nealeatorii.

Deoarece datele referitoare la încărcările și capacitatea portantă a elementelor de construcție în domeniul care-l interesează pe proiectantul de structuri de rezistență, anume acela delimitat de încărcările maxime și de capacitatea portantă minimă, au un caracter aleatoriu intrinsec pus în evidență de experiență, neputînd fi prevăzute decît cu un anumit grad de incertitudine, o siguranță absolută în exploatare nu se va putea obține. De aceea, în mod necesar, studiul siguranței trebuie să ia în considerație stadiile de comportare ale structurii, ca și frontierele acestor stadii reprezentate prin stările limită ce pot apărea sub diversele scheme de încărcare posibile. Pentru a caracteriza siguranța unei structuri, ce reprezintă de fapt o proprietate a construcției analizate, trebuie evaluate probabilitățile de depășire a tuturor stărilor limită definite *a priori* sau, reciproc, probabilitățile de supraviețuire fără atingerea acestora.

Studiul prezent se va ocupa de starea limită ultimă, cea de pierdere a capacității portante, considerînd aceasta drept starea care determină cel mai frecvent dimensionarea structurii ce face obiectul proiectului. Siguranța unei structuri, la care se consideră stare de exploatare normală cea la care structura nu atinge starea limită de pierdere a capacității portante, va fi caracterizată negativ prin probabilitatea de depășire a acestei stări $P_{(-)}$, sau pozitiv prin probabilitatea complementară, $P_{(+)} = 1 - P_{(-)}$ Determinarea probabilității de distrugere $P_{(-)}$ revine la evaluarea probabilității satisfacerii inegalității ce exprimă superioritatea încărcării față de capacitatea portantă a structurii analizate. Capacitatea portantă a unei construcții depinde de capacitatea portantă a elementelor din care este alcătuită. Atît încărcarea, cît și capacitatea portantă variază aleatoriu de la element la element (variație spațială) și de la un moment la altul în cadrul aceluiași element (variație temporală).

Modelul de reprezentare a siguranței trebuie să includă, pentru a fi un model matematic care să reflecte realitatea cît mai fidel, o serie de aspecte legate de nesimultaneitatea variabilității statistice a diferitelor încărcări, a caracteristicilor elementelor de rezistență care alcătuiesc structura, ca și a încărcărilor față de capacitatea portantă a structurii [20]. Analiza complexă a structurii implică studiul variației în timp a variabilelor ce determină siguranța construcției și utilizarea funcțiilor aleatorii temporale ca instrument de investigare principal. Acest studiu apare necesar în faza de proiectare a structurii, deoarece proiectantul trebuie să estimeze, pe baza experienței acumulate în timp din observarea proceselor de încărcare și de comportare a unor construcții similare celei analizate și pe baza unui model matematic care să reflecte concluziile studiilor statistice, atît valoarea probabilității de distrugere, cît și momentul la care acest eveniment poate să aibă loc.

Siguranţa unei structuri depinde nu numai de distribuţia încărcărilor şi capacităţii portante a elementelor ce o compun, ci şi de o serie de factori adiţionali care includ calitatea execuţiei, condiţiile de mediu reflectate, de exemplu, prin posibilitatea corodării etc. Aceşti factori suplimentari pot genera moduri de distrugere adiţionale sau pot influenţa caracteristicile globale (valori medii, abateri standard, momente) ale repartiţiei variabilelor aleatorii ce intervin în analizarea siguranţei.

Folosirea metodelor probabilistice este condiţionată de stabilirea unei valori admisibile a probabilităţii de distrugere a structurii care să servească drept prag de comparaţie pentru probabilitatea de distrugere efectivă obţinută de proiectant. Stabilirea acestei valori se face pe diverse considerente, dintre care criteriul economic este esenţial. Conform acestui criteriu, nivelul optim al probabilităţii de distrugere este cel care duce la un cost total probabil minim al soluţiei considerate. Prescripţiile ar trebui să prevadă o diferenţiere a gradului de asigurare în funcţie de importanţa structurii proiectate, de durata de exploatare prevăzută şi de condiţiile speciale de mediu [25]. De asemenea, un rol însemnat în stabilirea gradului de asigurare necesar îl are tipul materialului din care se realizează structura, gradul de supraveghere şi control prevăzut pentru execuţie, ca şi modul de întreţinere a construcţiei indicat în perioada de exploatare [13].

În ultima vreme se remarcă în literatura de specialitate [1—30] o preocupare din ce în ce mai susţinută pentru revizuirea şi îmbunătăţirea modului de abordare a siguranţei construcţiilor. Pe această linie se desfăşoară şi în ţara noastră o amplă acţiune de revizuire de ansamblu şi de unificare a standardelor şi normativelor pentru proiectarea elementelor şi structurilor portante ale construcţiilor; în acest sens a fost elaborat şi difuzat un anteproiect de standard referitor la principiile generale de verificare a siguranţei construcţiilor [30], ca şi un studiu asupra coeficienţilor de supraîncărcare [29].

Lucrarea de faţă îşi propune o prezentare a principalelor aspecte referitoare la formularea analitică a probabilităţii depăşirii stării limită de rezistenţă a unui element structural şi a structurii; de asemenea, se analizează principalii coeficienţi de siguranţă utilizaţi în proiectarea structurilor prin metode probabilistice. Formularea unui model matematic care să ducă la determinarea probabilităţii de distrugere a unei structuri static determinate cu comportare elastică (la care distrugerea unui element duce la distrugerea întregii structuri) constituie preocuparea centrală a studiului. În finalul lucrării este prezentată, în mod ilustrativ, o aplicaţie. Concluziile rezultate pot servi la îmbunătăţirea actualelor prescripţii pentru proiectarea structurilor portante ale construcţiilor, atît în ceea ce priveşte evaluarea siguranţei acestor structuri, cît şi repartizarea siguranţei între elementele ce compun structura.

2. NOTAŢII

În lucrare au fost utilizate următoarele notaţii (în ordinea apariţiei în text):

$P_{(-)}$ = probabilitatea de distrugere a unui element sau structuri de construcţii

$P_{(+)}$ = probabilitatea de supravieţuire a unui element sau structuri de construcţii

C = variabilă aleatorie ce reprezintă capacitatea portantă a unui element sau structuri de construcţii (se exprimă în aceleaşi unităţi cu S)

S = variabilă aleatorie ce reprezintă încărcarea unui element sau structuri de construcţii (se exprimă în aceleaşi unităţi cu C)

$g_S(s)$; $g_C(c)$ = densitatea de repartiţie a variabilei S, respectiv C

$G_S(s)$; $G_C(c)$ = funcţia de repartiţie a variabilei S, respectiv C

K = variabilă aleatorie ce reprezintă raportul C/S; are semnificaţia de coeficient de siguranţă

$\overline{S}$; $\overline{C}$ = valoarea medie a variabilei S, respectiv C

S' ; C' = mediana variabilei S, respectiv C

S'' ; C'' = modul variabilei S, respectiv C

$\overline{K}$ = coeficient de siguranţă central (raportul $\overline{C}/\overline{S}$)

K' = coeficient de siguranţă median (raportul C'/S')

K'' = coeficient de siguranţă modal (raportul C''/S'')

S^* = valoarea convenţională a variabilei S, caracterizată de probabilitatea α de a obţine valori superioare acesteia

C^* = valoarea convenţională a variabilei C, caracterizată de probabilitatea β de a obţine valori inferioare acesteia

α ; β = valoarea probabilităţii satisfacerii inegalităţii $S > S^*$, respectiv $C < C^*$

K_0 = coeficient de siguranţă convenţional (raportul C^*/S^*)

ξ ; η = coeficienţi adimensionali reprezentînd raportul $C^*/\overline{C}$, respectiv $S^*/\overline{S}$

γ = aportul ξ/η

σ_S ; σ_C = abaterea standard a variabilei S, respectiv C

M = valoarea medie a variabilei $C-S$

σ = abaterea standard a variabilei $C-S$

φ = raportul $-M/\sigma$

$\Phi\ (\varphi)$ = funcţia integrală Laplace definită de relaţia (7)

V_S ; V_C = coeficientul de variaţie al variabilei S, respectiv C

S'_0 ; $'_0$ = mediana variabilei $\log_a S$, respectiv $\log_a C$

$\sigma_{S'0}$; $\sigma_{C'0}$ = abaterea standard a variabilei $\log_a S$, respectiv $\log_a C$

σ' = abaterea standard a variabilei $\log_a C - \log_a S$

u ; v = valoarea inversă a mediei variabilei S, respectiv C, în distribuţia exponenţială

K_0^* = coeficient de siguranţă admisibil

S_n = încărcarea de rang n a seriei de încărcări succesive (variabilă aleatorie), $1 \leqslant n \leqslant p$

p = numărul total de încărcări succesive

$P_{(+)p}$ = probabilitatea de supravieţuire a unui element avînd un singur mod de distrugere supus unei serii de p încărcări succesive (notată cu ε în tabelul 1)

$P^0_{(-)}$ = probabilitatea ca un element, avînd un singur mod de distrugere, să se distrugă sub oricare încărcare a seriei

$(+)_n$ = evenimentul reprezentat de supravieţuirea unui element, avînd un mod de distrugere, încărcării S_n

$(-)_n$ = evenimentul contrar evenimentului $(+)_n$

$P(A \mid B)$ = probabilitatea realizării evenimentului A, condiţionată de realizarea prealabilă a evenimentului B

S_m = modul de distrugere de rang m al seriei de moduri de distrugere (variabilă aleatorie), $1 \leqslant m \leqslant q$

q = numărul total de moduri de distrugere

$P_{(+)q}$ = probabilitatea de supravieţuire a unui element supus unei singure încărcări şi avînd q moduri de distrugere

$P^0_{(-)m}$ = probabilitatea de distrugere a modului de rang m, pentru un element supus unei singure încărcări (notată cu δ în tabelul 1)

x = numărul elementelor componente ale unei structuri

y = numărul ipotezelor de încărcare ale unei structuri

i = rangul elementului în structură, $1 \leqslant i \leqslant x$

j = rangul ipotezei de încărcare, $1 \leqslant j \leqslant y$

$(-)_{ij}$ = evenimentul reprezentat de distrugerea elementului de rang i în ipoteza de încărcare j

$P_{(-)ij}$ = probabilitatea evenimentului $(-)_{ij}$

$P^*_{(-)}$ = probabilitatea de distrugere a unui sistem static determinat, presupunînd modurile de distrugere ale elementelor din care este alcătuit statistic independente

$P^{**}_{(-)}$ = probabilitatea de distrugere a unui sistem static determinat presupunînd modurile de distrugere ale elementelor din care este alcătuit într-o dependenţă funcţională strictă

x_0 = numărul elementelor active ale structurii, $1 \leqslant x_0 \leqslant x$

ω = are aceeaşi semnificaţie cu $P^{**}_{(-)}$ în cazul în care toate elementele sistemului au probabilitatea de distrugere identic egală cu ω

$\overline{N}_i$ = valoarea medie a efortului axial în elementul de rang i

α_i = coeficient adimensional, reprezintă raportul $\overline{N}_i/\overline{S}$

A_i = suprafaţa elementului de rang i

${}_{x_0}P^*_{(-)}$ = are aceeaşi semnificaţie cu $P^*_{(-)}$ în cazul unui sistem alcătuit din x_0 elemente active

t = gradul de nedeterminare al unei structuri

z = numărul de grupe independente de elemente a căror distrugere duce la apariţia unui mecanism unic de cedare a structurii

$p_{(-)}$ = probabilitatea de distrugere a unui element, identică pentru cele $t+1$ elemente a căror distrugere duce la cedarea sistemului

X_i = evenimentul reprezentat de cedarea structurii prin mecanismul de rang i

$P(X_i)$ = probabilitatea evenimentului X_i

$\cup$ = simbolul reuniunii ; are semnificaţia realizării cel puţin a unuia din evenimentele la care se referă

${}^{**}P_{(-)}$ = probabilitatea cedării unei structuri la care apariţia mecanismelor de cedare constituie evenimente incompatibile în totalitate

${}^{*}P_{(-)}$ = probabilitatea cedării unei structuri la care apariţia mecanismelor de cedare constituie evenimente independente în totalitate

3. MĂSURA SIGURANŢEI ELEMENTELOR ŞI STRUCTURILOR DE CONSTRUCŢII

Pentru a obţine maximul eficienţei în exploatarea structurilor cu un minimum de cheltuieli de investiţie, proiectantul de structuri trebuie să evalueze riscul de producere a unor defecte sau avarii pe perioada de exploatare prestabilită a construcţiei ce face obiectul proiectului. Această evaluare a riscului sau, în mod reciproc, a siguranţei unei structuri se poate face numai cu ajutorul teoriei probabilistice a siguranţei structurilor, în condiţiile în care se dispune de suficiente date statistice asupra evenimentelor ce trebuie luate în considerare în procesul proiectării.

Interpretarea probabilistă a siguranţei structurilor se bazează pe reprezentarea tuturor proceselor posibile de încărcare care acţionează în timpul existenţei structurii printr-o colectivitate statistică de încărcări avînd densităţile de repartiţie şi dependenţele corelative precizate, în timp ce capacităţile portante ale structurii sub diferitele grupări de încărcări posibile sînt reprezentate printr-o colectivitate statistică de structuri nominal identice.

Structurile sînt alcătuite, în general, din mai multe elemente structurale. Pentru a evalua siguranţa unei structuri este necesar să se stabilească o măsură a siguranţei elementelor care o alcătuiesc şi să se determine această măsură pentru fiecare element component. În această ordine de idei se vor prezenta în continuare principalele probleme referitoare la evaluarea siguranţei elementelor şi structurilor de construcţii.

3.1. SIGURANŢA UNUI ELEMENT STRUCTURAL

Un element structural (stîlp, grindă, planşeu) este supus, în decursul exploatării, unui proces complex de încărcare. Caracteristicile structurale [13] ale acestui element variază aleatoriu de la o realizare la alta ; în acelaşi timp, încărcările au un caracter aleatoriu [14] manifestat prin repartiţia întîmplătoare în spaţiu şi timp. Analiza comportării elementului, în diferitele stadii de solicitare posibile sub schemele de încărcare corespunzătoare, trebuie efectuată deci numai cu ajutorul metodelor probabilistice. O analiză riguroasă de această natură este de o complexitate deosebită şi devine uneori practic imposibilă. De aceea, se urmăreşte schematizarea proceselor reale de încărcare şi de comportare a elementelor la unele cazuri pentru care se poate formula analitic o măsură a siguranţei.

3.1.1. Riscul de distrugere a elementului de capacitate portantă C supus unei singure încărcări S

3.1.1.1. Formularea problemei de bază a siguranţei

Probabilitatea de distrugere $P_{(-)}$ a unui element structural avînd capacitatea portantă C, acţionat de încărcarea S, este probabilitatea relaţiei

$$C < S \tag{1}$$

Evaluarea acestei probabilităţi se va determina în ipoteza în care elementul este supus unei singure încărcări S şi are, sub această încărcare, un mod unic de distrugere, reprezentat prin capacitatea portantă C. Dacă ambele variabile, ce reprezintă intensităţi aleatorii, capacitate portantă şi încărcare sînt pozitive, constante în timp şi statistic independente, avînd densităţile de repartiţie $g_C(c)$, $g_S(s)$ şi funcţiile de repartiţie, respectiv

$$G_C(c) = P(C < c) = \int_0^{c=C} g_C(x)\,\mathrm{d}x \tag{2}$$

$$G_S(s) = P(S < s) = \int_0^{s=S} g_S(x)\,\mathrm{d}x$$

atunci probabilitatea de distrugere va fi

$$P_{(-)} = \int_0^{\infty} P\,(C < x) \cdot P\,(x \leqslant S < x + \mathrm{d}x) =$$

$$= \int_0^{\infty} P\,(S > x) \cdot P\,(x \leqslant C < x + \mathrm{d}x) \tag{3}$$

Înlocuind în expresia (3) funcţiile şi densităţile de repartiţie definite anterior se va obţine

$$P_{(-)} = \int_0^{\infty} G_C(x) \cdot g_S(x)\,\mathrm{d}x =$$

$$= \int_0^{\infty} [1 - G_s(x)] \cdot g_c(x)\,\mathrm{d}x \tag{4}$$

Dacă se consideră coeficientul de siguranţă K al elementelor din colectivitatea statistică ca raport între capacitatea portantă şi încărcare, atunci acest coeficient reprezintă o variabilă aleatorie care ia valori diferite între elementele populaţiei :

$$K = \frac{C}{S} \tag{5}$$

Distrugerea va apare în momentul în care $K<1$. Cunoscîndu-se densitatea de repartiţie a variabilei K, $g(K) = g(C/S)$, atunci $P_{(-)}$ va rezulta :

$$P_{(-)} = \int_0^{1} g(C/S)\,\mathrm{d}(C/S) = P(K<1) = P_K(1). \tag{6}$$

Expresiile (3), (4) şi (6) sînt echivalente. Evaluarea integralelor se poate face numeric folosind calculatoare sau, în cazurile în care S

şi C au repartiţii după legi probabilistice clasice (normală, logaritmico-normală, exponenţială etc.), prin metode analitice.

Deoarece relaţia (5) stabileşte prin coeficientul de siguranţă K o legătură între variabilele aleatorii S şi C, probabilitatea de distrugere a elementului va depinde de unele valori caracteristice ale acestui coeficient. Aceste valori caracteristice vor defini puncte reprezentative ale distribuţiilor variabilelor analizate şi pot fi grupate după cum urmează :

— coeficient de siguranţă central (global sau unic) $\overline{K} = \overline{C}/\overline{S}$

— coeficient de siguranţă median $K' = C'/S'$

— coeficient de siguranţă modal $K'' - C''/S''$.

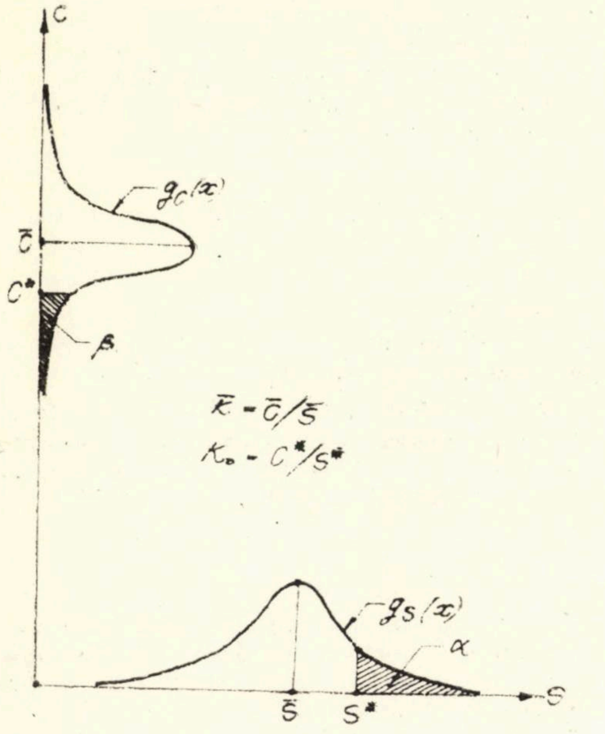


Fig. 1

În aceste relaţii $\overline{C}, \overline{S}$; C', S', C'', S'' sînt respectiv valori medii, mediane şi modale ale repartiţiei valorilor C şi S. Coeficienţii K' şi K'' se pot folosi în cazurile cînd cel puţin una dintre densităţile de repartiţie ale variabilelor C şi S este asimetrică. În momentul în care se cunoaşte probabilitatea α ca o anumită încărcare convenţională S^*, aflată în domeniul de maximum al densităţii de repartiţie a încărcărilor, să fie depăşită şi probabilitatea β ca o anumită capacitate portantă C^*, aflată în domeniul de minimum al densităţii de repartiţie a capacităţii portante, să nu fie atinsă, atunci $\alpha = P(S > S^*)$, $\beta = P(C < C^*)$, se poate defini un coeficient de siguranţă convenţional K_0 [15], [17], [21] conform relaţiei

$$K_0 = \frac{C^*}{S^*} = \frac{\xi \cdot \overline{C}}{\eta \cdot \overline{S}} = \frac{\xi}{\eta} \cdot \overline{K} = \gamma \cdot \overline{K} \qquad (5')$$

Deoarece $\xi < 1$ şi $\eta > 1$, coeficientul de siguranţă convenţional K_0 va avea valori inferioare coeficientului de siguranţă central. Semnificaţia celor doi coeficienţi de siguranţă rezultă din figura 1.

3.1.1.2. Determinarea probabilităţii de distrugere în cazul unor repartiţii probabilistice clasice

În continuare se prezintă, pentru trei tipuri de repartiţii, valorile probabilităţii de distrugere în situaţia în care ambele variabile aleatorii urmează aceeaşi lege de distribuţie, fiind statistic independente, pozitive şi constante în timp.

a) Dacă S şi C sînt normal repartizate, avînd valorile medii $\overline{S}$, $\overline{C}$ şi abaterile standard σ_S, σ_C, probabilitatea de distrugere a elementului va fi $P_{(-)} = P(C - S < 0)$. Repartiţia variabilei $C - S$ este de asemenea normală, avînd valoarea medie $M = \overline{C} - \overline{S}$ şi abaterea standard $\sigma = \sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_C^2}$. În consecinţă, $P_{(-)} = \Phi(-M/\sigma)$. În relaţia anterioară $\Phi(\varphi)$ reprezintă funcţia integrală Laplace, găsindu-se întabelată în majoritatea lucrărilor de statistică [1], [7], pentru valori ale argumentului cuprinse în intervalul (0,5]

$$\Phi(\varphi) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\varphi} \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) \mathrm{d}x \qquad (7)$$

Coeficienţii de variaţie ai celor două variabile fiind $V_S = \sigma_S/\overline{S}$ şi $V_C = \sigma_C/\overline{C}$, iar coeficientul de siguranţă central $\overline{K} = \overline{C}/\overline{S}$, probabilitatea de distrugere va rezulta [8], [15], [24] :

$$P_{(-)} = \Phi\left(\frac{1 - \overline{K}}{\sqrt{V_S^2 + V_C^2 \cdot \overline{K}^2}}\right) \qquad (8)$$

În figura 2 [23] este reprezentată probabilitatea de distrugere în funcţie de diverse valori ale parametrilor V_S, V_C şi $\overline{K}$.

b) În cazul în care S şi C sînt logaritmic normal repartizate, variabilele $\log_a S$ şi $\log_a C$ vor avea distribuţia normală [17]. Notînd S_0', C_0' şi $\sigma_{S_0'}$, $\sigma_{C_0'}$ valorile mediane, respectiv abaterile standard ale variabilelor $\log_a S$, $\log_a C$ şi deoarece $K = C/S$, iar $\log_a K = \log_a C - \log_a S$ este tot normal repartizată, avînd valoarea medie $\log_a (C'/S') = \log_a (\overline{C}/\overline{S}) = \log_a (\overline{K})$ şi abaterea standard $\sigma' = \sqrt{\sigma_{S_0}^{2\prime} + \sigma_{C_0}^{2\prime}}$, probabilitatea distrugerii va fi :

$$P_{(-)} = \Phi\left[-\frac{\log_a \overline{K}}{\sigma'}\right] \qquad (9)$$

$P_{(-)}$ poate fi reprezentată grafic [16] în funcţie de coeficientul central de siguranţă $\overline{K}$ şi de diverşi coeficienţi de variaţie convenţionali exprimaţi prin raportul σ_S/S_0', σ_C/C_0'

c) Dacă S şi C au distribuţii exponenţiale avînd densităţile de repartiţie [19] $g_S(s) = u \cdot \exp(-u \cdot S)$, $g_C(c) = v \cdot \exp(-v \cdot C)$ şi funcţiile de repartiţie $G_S(s) = 1 - \exp(-u \cdot S)$, $G_C(c) = 1 - \exp(-v \cdot C)$, valoarea medie a încărcării va fi $\overline{S} = 1/u$, iar a capacităţii portante $\overline{C} = 1/v$. În acest caz, coeficientul central de siguranţă va avea valoarea $\overline{K} = \overline{C}/\overline{S} = u/v$.

Probabilitatea distrugerii elementului va fi conform relaţiei (4):

$$P_{(-)} = \int_0^\infty [1 - \exp(-v \cdot x)]\, u \cdot \exp(-u.x)\, \mathrm{d}x =$$

$$= \frac{v}{u+v} = \frac{1}{\overline{K}+1} \tag{10}$$

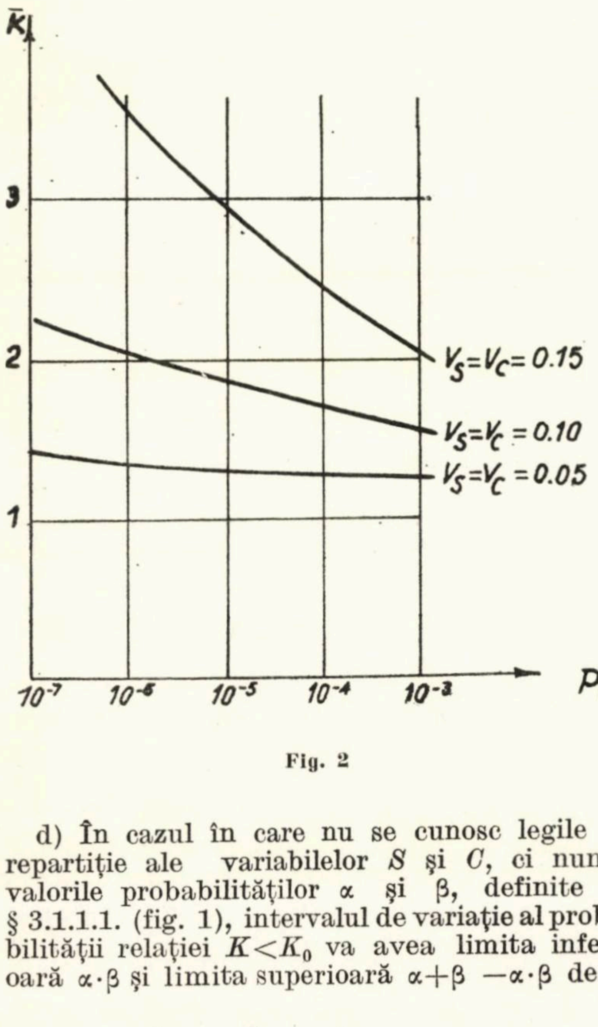


Fig. 2

d) În cazul în care nu se cunosc legile de repartiţie ale variabilelor S şi C, ci numai valorile probabilităţilor α şi β, definite în § 3.1.1.1. (fig. 1), intervalul de variaţie al probabilităţii relaţiei $K < K_0$ va avea limita inferioară $\alpha \cdot \beta$ şi limita superioară $\alpha + \beta - \alpha \cdot \beta$ deci:

$$\alpha \cdot \beta < P\left(K = \frac{C}{S} < K_0\right) < \alpha + \beta - \alpha \cdot \beta \tag{11}$$

Într-o lucrare recentă [3], [4] se propune un mod practic de evaluare a probabilităţii de distrugere sub forma $P(K < K_0^*) = \alpha \cdot \beta$. Folosirea acestei relaţii, în care K_0^* are semnificaţia de coeficient de siguranţă admisibil, drept criteriu de proiectare este indicată deoarece ea depinde numai în mică măsură de tipul repartiţiei variabilelor S şi C (care, de altfel, se determină cu multă incertitudine); cunoaşterea caracteristicilor globale ale variabilelor analizate de tipul abaterii standard şi mediei (care se pot determina cu un grad de exactitate satisfăcător) este suficientă în practică.

3.1.2. Siguranţa elementului de capacitate portantă C supus unei serii de p încărcări succesive

În general, elementele de construcţie sînt supuse, în decursul exploatării, unei serii de încărcări succesive. Dacă se consideră seria de încărcări succesive S_n, alcătuită din p termeni, toate avînd aceeaşi funcţie de repartiţie $G_S(s) = P(S < s)$, şi se presupun termenii seriei pozitivi, constanţi în timp, independenţi între ei şi independenţi de capacitatea portantă C, care este de asemenea constantă în timp, probabilitatea de supravieţuire a elementului la toate încărcările seriei va fi:

$$P_{(+)p} = \int_0^\infty [1 - P(S > x)]^p \cdot P(x \leqslant C < x + \mathrm{d}x) \tag{12}$$

Dacă integrala nu se poate calcula prin metode analitice, se determină intervalul în care se plasează expresia (12).

În momentul în care probabilitatea de distrugere sub oricare încărcare a seriei este neglijabilă în raport cu unitatea, $P_{(+)p}$ se limitează inferior de membrul drept al inegalităţii:

$$P_{(+)p} \geqslant 1 - p \cdot P^\circ_{(-)} \tag{13}$$

$P^\circ_{(-)}$ este probabilitatea ca elementul să se distrugă sub oricare încărcare particulară a seriei. Limita inferioară a valorii $P_{(+)p}$ se poate deduce dintr-un calcul probabilistic [11]. Notînd $(+)_n$ evenimentul reprezentat prin supravieţuirea elementului încărcării de ordin n, $(1 \leqslant n \leqslant p)$, $(+)_p$ ar reprezenta evenimentul a cărui probabilitate trebuie determinată şi care poate fi exprimată prin intermediul probabilităţilor condiţionate:

$$P_{(+)p} = \prod_{n=1}^{p} \left\{1 - P\left[(-)_n \,\middle|\, \sum_{n=1}^{p-1} \cap (+)_n\right]\right\} \cong$$

$$\cong 1 - \sum_{n=1}^{p} P\left[(-)_n \,\middle|\, \sum_{n=1}^{p-1} \cap (+)_n\right] \tag{14}$$

Considerînd fiecare termen al sumei $\sum_{n=1}^{p}$ majorat de $P^\circ_{(-)}$ se va obţine relaţia (13).

Pentru aflarea limitei superioare a probabilităţii definite de relaţia (12) se presupun încărcările succesive în dependenţă funcţională strictă. Această ipoteză implică existenţa unui raport corelativ egal cu 1 între încărcările succesive ale seriei. În acest caz, supravieţuirea elementului sub oricare dintre încărcări este echivalentă cu supravieţuirea sub fiecare din încărcările seriei, deci $P_{(+)_p}=P_{(+)_{p-1}}=P_{(+)_{p-2}}=\ldots=P_{(+)_1}=1-P^0_{(-)}$ şi, prin urmare,

$$1-P^0_{(-)}\geqslant P_{(+)_p}\geqslant 1-p\cdot P^0_{(-)} \qquad (15)$$

Majorarea probabilităţii evenimentului $(+)_p$ rezultă din relaţia (14) prin anularea fiecărui termen al sumei $\sum\limits_{n=1}^{p}$ cu excepţia primului. În consecinţă, dacă $P_{(+)_p}$ nu se poate calcula cu exactitate din lipsa datelor statistice care să stabilească gradul de dependenţă corelativă între încărcările seriei, există posibilitatea determinării intervalului în care aceasta se află (relaţia (15)).

3.1.3 Siguranţa elementului supus unei singure încărcări S avînd q moduri de distrugere

Un element supus unei singure încărcări aleatorii S poate prezenta mai multe moduri de distrugere. De exemplu, un element de beton armat supus încărcării utile poate să se distrugă datorită eforturilor unitare normale care generează întindere în armătură şi compresiune în beton, sau datorită eforturilor unitare tangenţiale, în cazul în care nu este satisfăcut gradul de asigurare necesar la forţe tăietoare. Dacă se consideră seria de moduri de distrugere S_m alcătuită din q termeni, toate avînd aceeaşi funcţie de repartiţie $G_C(c)=P(C<c)$, şi se fac aceleaşi ipoteze asupra gradului de dependenţă corelativă între diversele moduri posibile de distrugere ca cele din paragraful precedent, se obţine intervalul de variaţie al probabilităţii de supravieţuire a elementului pentru toate cele m moduri [11], după cum urmează :

$$1-P^0_{(-)_m}\geqslant P_{(+)_q}\geqslant 1-q\cdot P^0_{(-)_m} \qquad (16)$$

În relaţia (16), $P_{(+)_q}$ este probabilitatea ca elementul să supravieţuiască tuturor celor q moduri de distrugere, iar $P^0_{(-)_m}$ este probabilitatea de distrugere a modului de rang m, evaluată conform expresiei :

$$P^0_{(-)_m}=\int_0^{\infty} P\,(C_m<x)\cdot P(x\leqslant S<x+\mathrm{d}x) \qquad (17)$$

3.1.4. Siguranţa elementului supus unei serii de p încărcări succesive avînd q moduri de distrugere

Relaţiile prezentate în §§ 3.1.2. şi 3.1.3 pot fi combinate într-un tabel sintetic [11] al limitelor siguranţei unui element avînd q moduri de distrugere, supus la p încărcări succesive. În tabelul 1 s-au folosit notaţiile $\delta=P^0_{(-)_m}$ şi $\varepsilon=P_{(+)_p}$

Din acest tabel se remarcă influenţa gradului de dependenţă corelativă între încărcări şi între modurile de distrugere asupra probabilităţii de supravieţuire ε. De asemenea, numărul încărcărilor p şi numărul modurilor de distrugere q au o influenţă majoră asupra limitelor inferioare ale probabilităţii ε. Tabelul poate fi folosit şi la determinarea siguranţei unei structuri supuse unei serii de p încărcări succesive avînd q moduri de distrugere. În acest caz, fiecare element constituent al structurii se presupune că are un singur mod de distrugere.

3.2. *SIGURANŢA STRUCTURILOR*

Structurile de construcţii sînt alcătuite dintr-un complex de elemente. În mod evident, siguranţa structurii sub o anumită încărcare va depinde de siguranţa elementelor componente sub situaţia de încărcare considerată. Studiul siguranţei structurilor va fi bazat deci pe noţiunile prezentate în § 3.1.

3.2.1. Structuri static determinate

În continuare se va prezenta modul de evaluare a probabilităţii de distrugere pentru sistemele static determinate, în anumite ipoteze restrictive asupra încărcărilor şi capacităţii portante a elementelor ce compun structura. Supravieţuirea unui sistem static determinat la o anumită situaţie de încărcare este condiţionată

Tabelul 1

Moduri de distrugere \ Încărcări	Independente	Dependenţă corelativă nespecificată	Dependenţă funcţională strictă
Independente	$1-p\cdot q\cdot\delta\leqslant\varepsilon\leqslant 1-\delta$	$\left.\begin{matrix}1-p\cdot q\cdot\delta\\ \text{sau}\\ 1-q\cdot\delta\end{matrix}\right\}\leqslant\varepsilon\leqslant 1-\delta$	$1-q\cdot\delta\leqslant\varepsilon\leqslant 1-\delta$
Dependenţă corelativă nespecificată	$\left.\begin{matrix}1-p\cdot q\cdot\delta\\ \text{sau}\\ 1-p\cdot\delta\end{matrix}\right\}\leqslant\varepsilon\leqslant 1-\delta$	$1-p\cdot q\cdot\delta\leqslant\varepsilon\leqslant 1-\delta$	$1-q.\delta\leqslant\varepsilon\leqslant 1-\delta$
Dependenţă funcţională strictă	$1-p\cdot\delta\leqslant\varepsilon\leqslant 1-\delta$	$1-p\cdot\delta\leqslant\varepsilon\leqslant 1-\delta$	$\varepsilon=1-\delta$

de supraviețuirea tuturor elementelor sistemului sub încărcarea considerată.

Pentru o încărcare prescrisă, în ipoteza comportării elastice a sistemului, solicitările (eforturile globale secționale de tip N, T, M) în elemente trebuie să satisfacă condițiile de echilibru static ; deci, între încărcare și solicitări există dependență funcțională strictă, generată de configurația geometrică și de legăturile sistemului analizat. Pe de altă parte, încărcarea aplicată este statistic independentă de capacitatea portantă a elementelor ce compun sistemul.

3.2.1.1. *Probabilitatea totală de distrugere a sistemelor static determinate*

Considerînd un sistem static determinat alcătuit din x elemente supus la y situații de încărcare și presupunînd că fiecare element sub o situație de încărcare dată are un singur mod de distrugere (cel care are probabilitatea maximă de realizare), vor exista în total $x \cdot y$ moduri de distrugere.

Notînd $(-)_{ij}$ evenimentul distrugerii elementului de rang i datorat situației de încărcare j și presupunînd independența statistică a celor $x \cdot y$ moduri de distrugere, probabilitatea totală de distrugere a sistemului va fi :

$$P^*_{(-)} = 1 - \prod_{i,j}^{x,y} [1 - P_{(-)_{ij}}] \tag{18}$$

Considerînd modurile de distrugere strict dependente funcțional, probabilitatea totală de distrugere a sistemului va corespunde acelui element din structură care are probabilitatea maximă de a se distruge, prin urmare :

$$P^{**}_{(-)} = \max_{i,j}^{x,y} P_{(-)ij} \tag{19}$$

Dacă între capacitățile portante ale elementelor ce compun structura există o dependență corelativă a cărei valoare nu se poate preciza pe considerente statistice, se poate găsi intervalul în care probabilitatea de distrugere $P_{(-)}$ a sistemului se află prin relația de ordine

$$P^{**}_{(-)} \leqslant P_{(-)} \leqslant P^*_{(-)} \tag{20}$$

Pentru structuri alcătuite dintr-un număr mare de elemente și situații de încărcare, evaluarea exactă a probabilității totale de distrugere este foarte greu de efectuat fără ajutorul calculatoarelor. În unele situații se pot folosi metode de investigare de tip Monte-Carlo [22] sau de integrare numerică [2].

În cazul în care toate cele x_0 elemente active ale structurii au aceeași probabilitate de distrugere ω, iar structura este supusă unei singure situații de încărcare, se va obține $P^{**}_{(-)} = \omega$, iar $P^*_{(-)} = 1 - (1-\omega)^{x_0}$; deci pentru o dependență corelativă nespecificată între capacitățile portante ale elementelor, probabilitatea de distrugere a structurii, $P_{(-)}$, se va găsi în intervalul :

$$\omega \leqslant P_{(-)} \leqslant 1 - (1 - \omega)^{x_0} \tag{21}$$

3.2.1.2. *Aplicație: Siguranța unei grinzi cu zăbrele*

În scopul ilustrării modului în care se poate determina probabilitatea totală de distrugere pentru o structură static determinată, se prezintă în cele ce urmează o aplicație. Aplicația se referă la o structură de tipul unei grinzi cu zăbrele cu un număr mare de elemente (21 dintre care 20 active), supusă unei singure situații de încărcare. Ipotezele de bază în analizarea siguranței structurii sînt :

— distrugerea oricărui element al structurii generează distrugerea întregului sistem ;

— distrugerea unui element corespunde atingerii limitei de curgere (structura are în stadiul de exploatare o comportare perfect elastică) ;

— între încărcarea S și solicitările (eforturile axiale) $\overline{N}_i = \alpha_i \overline{S}$ din elementele sistemului există o relație liniară (condiția de echilibru static) determinată de configurația geometrică și legăturile structurii ;

— secțiunile și modulii de elasticitate ai elementelor componente sînt cantități deterministe ;

— legea de repartiție a capacității portante pentru fiecare element este aceeași la întindere și compresiune ;

— între încărcarea structurii S și capacitatea portantă a elementelor C_i nu există dependență corelativă ;

— toate elementele structurii sînt proiectate pentru un coeficient central de siguranță $\overline{K}_i = \overline{K} = \overline{C}_i/\overline{S}_i = 1{,}5$;

— încărcarea S și capacitatea portantă C_i a elementelor ce compun structura au legea de distribuție normală, avînd următorii parametri caracteristici : valoarea medie a încărcării $\overline{S} = 10^5$ daN, valoarea medie a capacității portante pentru toate elementele este aceeași : $\overline{C}_i = 3 \cdot 10^4$ daN/cm ^{2}, iar coeficienții de variație ai celor două variabile V_S și V_C sînt prezentați în 15 combinații ale valorilor 0,05 ; 0,10 ; 0,15 ; 0,20.

Structura luată în considerare este arătată în figura 3 [12]. În tabelul 2 se prezintă caracteristicile geometrice ale secțiunilor elementelor împreună cu valoarea medie a efortului unitar $\overline{S}_i$ și a coeficientului central de siguranță $\overline{K}_i$.

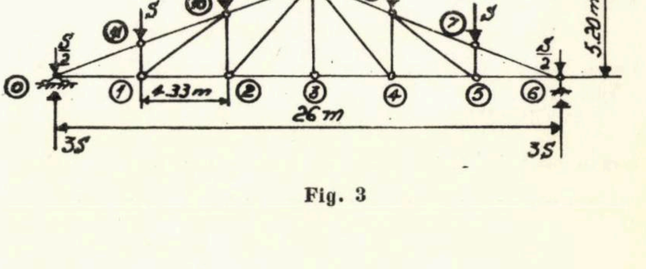


Fig. 3

Tabelul 2

Element	Aria (cm²) (A_i)	Valoarea medie a solicitării (forța axială) $\overline{N}_i = \alpha_i \overline{S}$		Valoarea medie a efortului unitar (daN/cm²) $\overline{S}_i=\overline{N}_i/A_i$	Coeficientul central de siguranță $\overline{K}_i = \overline{C}_i/\overline{S}_i$
		Întindere	Compresiune		
6–7 ; 7–8 ; 0–11 ; 10–11	33,65		$6{,}73 . \overline{S}$	$2 \cdot 10^4$	1,5
8–9 ; 9–10	26,90		$5{,}38 \cdot \overline{S}$	$2 \cdot 10^4$	1,5
0–1 ; 5–6	31,25	$6{,}25 \cdot \overline{S}$		$2 \cdot 10^4$	1,5
1–2 ; 4–5	25,00	$5{,}00 \cdot \overline{S}$		$2 \cdot 10^4$	1,5
2–3 ; 3–4	18,75	$3{,}75 \cdot \overline{S}$		$2 \cdot 10^4$	1,5
5–7 ; 1–11	5,00		$1{,}00 \cdot \overline{S}$	$2 \cdot 10^4$	1,5
4–8 ; 2–10	7,50		$1{,}50 \cdot \overline{S}$	$2 \cdot 10^4$	1,5
3–9	5,00	0,00	0,00	0,00	—
1–10 ; 5–8	8,00	$1{,}60 \cdot \overline{S}$		$2 \cdot 10^4$	1,5
2–9 ; 4–9	9,75	$1{,}95 \cdot \overline{S}$		$2 \cdot 10^4$	1,5

În cazul în care capacitățile portante ale elementelor ce alcătuiesc structura se presupun strict dependente funcțional, probabilitatea totală de distrugere a sistemului $P^{**}_{(-)}$va corespunde probabilității de distrugere a oricărui element din structură (deoarece toate sînt egale între ele și au valoarea $\omega = \Phi(\varphi) = 1-\Phi(-\varphi)$). Această probabilitate a fost calculată pentru cele 15 cazuri prezentate conform indicațiilor de la § 3.1.1.2-a, respectîndu-se aceleași notații, și este prezentată în tabelul 3, coloana 3.

În situația în care capacitățile portante ale elementelor sînt statistic independente, probabilitatea totală de distrugere a sistemului $_{20}P^{*}_{(-)}$, este calculată în coloana 4 a tabelului 3 (x_0 fiind numărul elementelor active ale structurii, are valoarea 20).

Dacă ar exista o dependență corelativă nespecificată între capacitățile portante ale elementelor structurii, probabilitatea totală reală de distrugere $P_{(-)}$ va fi conform relației (21) cuprinsă între valorile coloanelor 3 și 4.

Pentru a se putea compara influența numărului de elemente active x_0 asupra valorii $P^{*}_{(-)}$, în cazul independenței statistice a capacităților portante ale elementelor (avînd toate același coeficient de siguranță central $\overline{K}_i = 1{,}5$), s-a calculat această probabilitate totală de distrugere în ipoteza în care structura și-ar reduce numărul elementelor active la jumătate ($x_0' = 10$ — coloana 5 —), sau și-ar dubla ipotetic acest număr ($x_0'' = 40$ — coloana 6 —).

3.2.2. Structuri static nedeterminate

Pentru structurile static nedeterminate, distrugerea unui element nu este o condiție suficientă pentru distrugerea sistemului, ci ea determină doar micșorarea gradului de nedeterminare. În literatura de specialitate [2], [6], [19] se propun următoarele criterii pentru determinarea măsurii probabilistice de avariere a acestor structuri:

C_1 — criteriul pierderii integrității sistemului,
C_2 — criteriul distrugerii sistemului.

C_1 — conform primului criteriu, o structură static nedeterminată își pierde integritatea în momentul în care oricare din elementele ei se distruge. Modul de evaluare a probabilității de pierdere a integrității este similar celui folosit în cazul evaluării probabilității de distrugere a sistemelor static determinate. În acest caz, probabilitatea pierderii integrității unei structuri static nedeterminate, la care modurile de distrugere ale elementelor ce o compun sînt considerate independente, este superioară probabilității totale de distrugere a structurii static determinate corespunzătoare.

C_2 — evaluarea probabilității distrugerii unei structuri static nedeterminate, avînd gradul de nedeterminare t, se face, conform acestui criteriu, în ipoteza restrictivă de apariție obligatorie în faza de tranziție spre mecanismul final de cedare a sistemului static determinat, generat din cel inițial, prin distrugerea a t elemente. Cedarea sistemului static nedeterminat va apare în momentul distrugerii oricărui element ce aparține sistemului static determinat. Deci, pe baza acestui criteriu, probabilitatea de cedare a unei structuri static nedeterminate, avînd gradul de nedeterminare t, este probabilitatea distrugerii a $t+1$ elemente, condiționată de apariția sistemului static determinat în momentul distrugerii a t elemente. Pot exista mai multe grupe de $t+1$ elemente care, prin distrugere, să ducă la cedarea întregului sistem prin același mecanism final. Dacă sub o situație de încărcare admisă, mecanismul de cedare este provocat prin distrugerea simultană a celor $t+1$ elemente, iar probabilitatea de distrugere a fiecărui element din grupul respectiv este aceeaşi, $p_{(-)}$, şi există posibilitatea identificării celor z grupe independente (alcătuită fiecare din $t+1$ elemente) care să ducă în final la acelaşi mecanism, probabilitatea de distrugere a sistemului va fi

$$P_{(-)} = z \cdot p_{(-)}^{t+1} \tag{22}$$

Ambele criterii se pot aplica la analiza siguranţei oricărui sistem static nedeterminat. Limitări în aplicarea criteriului distrugerii structurii, în forma anterior enunţată, se datorează în special posibilităţii de cedare a sistemelor static nedeterminate prin mecanisme locale ce pot apărea înainte de pierderea celor $t+1$ grade de nedeterminare.

Dacă, pentru o structură dată se identifică toate mecanismele posibile de cedare şi pentru fiecare mecanism se determină probabilitatea de apariţie $P(X_i)$, probabilitatea de distrugere a sistemului va fi probabilitatea ca cel puţin unul din mecanisme să se producă. Aceasta revine la calculul probabilităţii reuniunii tuturor evenimentelor reprezentate de apariţia mecanismelor de cedare, deci probabilitatea de distrugere a sistemului va fi

$$P_{(-)} = P\,(X_1 \cup X_2 \cup \ldots \cup X_n) \tag{23}$$

În cazul incompatibilităţii în totalitate a evenimentelor X_i se va obţine limita superioară a probabilităţii $P_{(-)}$.

$$^{**}P_{(-)} = \sum_{i=1}^{n} P\,(X_i) \tag{24}$$

Tabelul 3

Nr.	V_S / V_C	$\varphi = \dfrac{1 - \overline{K}}{\sqrt{V_S^2 + V_C^2 \cdot \overline{K}^2}}$	$P_{(-)}^{**} = \Phi(\varphi) = \omega$	${}_{20}P_{(-)}^{**} = 1-(1-\omega)^{20}$	${}_{10}P_{(-)}^{*} = 1-(1-\omega)^{10}$	${}_{40}P_{(-)}^{*} = 1-(1-\omega)^{40}$
0	1	2	3	4	5	6
1	0,05 0,10	−3,162	0,000·8	0,016·0	0,008·0	0,031·7
2	0,05 0,15	−2,169	0,015·0	0,260·7	0,140·2	0,453·5
3	0,05 0,20	−1,643	0,050·2	0,643·0	0,402·5	0,872·6
4	0,10 0,05	−4,000	0,000·1	0,001·8	0,000·9	0,003·7
5	0,10 0,10	−2,773	0,002·8	0,054·6	0,027·7	0,106·3
6	0,10 0,15	−2,030	0,021·2	0,348·7	0,192·9	0,575·8
7	0,10 0,20	−1,581	0,056·9	0,690·1	0,443·3	0,904·0
8	0,15 0,05	−2,981	0,001·4	0,027·7	0,013·9	0,054·6
9	0,15 0,10	−2,356	0,009·2	0,168·6	0,088·2	0,308·8
10	0,15 0,15	−1,849	0,032·2	0,480·2	0,279·1	0,729·8
11	0,15 0,20	−1,490	0,068·1	0,756·0	0,506·0	0,940·5
12	0,20 0,05	−2,340	0,009·6	0,175·5	0,092·0	0,320·2
13	0,20 0,10	−2,000	0,022·8	0,369·6	0,206·0	0,602·6
14	0,20 0,15	−1,659	0,048·6	0,630·8	0,393·0	0,863·8
15	0,20 0,20	−1,386	0,082·9	0,822·8	0,579·0	0,968·6

iar dacă apariţia mecanismelor de cedare constituie evenimente independente în totalitate, probabilitatea căutată va deveni

$$^{*}P_{(-)} = 1 - \prod_{i=1}^{n} [1 - P(X_i)] \qquad (25)$$

4. CONSIDERAŢII FINALE

Rezultatele aplicaţiei prezentate în § 3.2.1.2 sînt de natură să ofere unele concluzii de care trebuie să se ţină seama la proiectarea structurilor static determinate. Aceste concluzii se prezintă în continuare :

* în cazul în care elementele structurii au capacităţile portante în dependenţă funcţională strictă, este recomandabil ca toate elementele să fie proiectate la acelaşi coeficient central de siguranţă ;

* dacă structura are multe elemente active a căror capacitate portantă este independentă, se recomandă ca elementele să fie proiectate pentru un coeficient central de siguranţă mărit faţă de cazul unui număr mai mic de elemente ;

* este necesar ca elementele să aibă un coeficient de variaţie al capacităţii portante redus şi încărcările să fie astfel estimate încît şi coeficientul lor de variaţie să fie minim ;

* dacă raportul V_S / V_C este redus şi dependenţa corelativă între capacităţile portante ale elementelor nu este cunoscută, pentru aflarea probabilităţii totale de distrugere $P_{(-)}$ se poate presupune independenţa statistică a modurilor de distrugere $P_{(-)} \cong P^{*}_{(-)}$;

* reciproc, dacă raportul V_S / V_C este mare şi dependenţa corelativă între capacităţile portante ale elementelor nu se cunoaşte, probabilitatea totală de distrugere a sistemului, $P_{(-)}$, se poate considera aproximată de $P^{**}_{(-)}$ (cazul dependenţei funcţionale stricte între modurile de distrugere).

Concluziile enumerate sînt valabile şi în cazul proiectării structurilor static nedeterminate prin folosirea criteriului pierderii integrităţii. Dificultăţile ridicate de determinarea caracteristicilor globale ale repartiţiilor (valori medii, abateri standard etc.), ca şi a dependenţei corelative între capacităţile portante ale diverselor elemente ce alcătuiesc structura, trebuie depăşite prin folosirea unor tehnici de calcul bazate pe metode speciale de investigare de tipul celor oferite de procedeele bayessiene [14].

Scopul de bază al calculelor elementelor de construcţii şi structurilor este obţinerea unei asigurări raţionale a construcţiilor. Această asigurare raţională se poate face numai în măsura în care se stabileşte o valoare admisibilă a probabilităţii totale de distrugere, pentru fiecare tip de element de construcţie şi structură, diferenţiată în funcţie de importanţa funcţională şi de durabilitatea necesară [30]. Presupunîndu-se indicată prin prescripţii valoarea admisibilă a probabilităţii totale de distrugere pentru structura ce trebuie dimensionată, proiectantul trebuie să repartizeze această valoare elementelor ce compun structura astfel încît în final probabilitatea de distrugere a sistemului să fie inferioară celei admisibile. Pe această linie, este recomandabilă atît luarea în considerare a concluziilor aplicaţiei, cît şi elaborarea unor studii în scopul prescrierii nivelului de siguranţă admisibil pentru elementele şi structurile de construcţii ; de asemenea, studiile trebuie să aibă în vedere optimizarea soluţiilor de proiectare în sensul unei repartizări eficiente a siguranţei între elementele ce compun structura analizată.

BIBLIOGRAFIE

[1] AÏVAZIAN S. : *Étude statistique des dépendances* (traduit du russe). Moscou, Édition Mir 1970

[2] ANG A. H. S., AMIN M. : *Reliability of Structures and Structural Systems.* Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the A. S. C. E., Vol. 94, No. EM2, April 1968, Proc. Paper 5919, p. 671—691

[3] ANG A. H. S., AMIN M. : *Safety Factors and Probability in Structural Design.* Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., Vol. 95, No. ST7, July, 1969, Proc. Paper 6667, p. 1389—1405

[4] ANG A. H. S., AMIN M. : *Safety Factors and Probability in Structural Design. Closure.* Journal of the Structural Division, Proceedings of the A. S. C. E., Vol. 97, No. ST3, March 1971, p. 956—960.

[5] AUGUSTI G., BARATTA A. : *Théorie probabiliste de la résistance des barres comprimées.* Construction Métallique, No. 2, juin 1971, p. 5—20

[6] BOLOTIN V. V. : *Statistical Methods in Structural Mechanics* (translated from the Russian) Holden-Day series in mathematical physics, San Francisco, 1969

[7] BOLŞEV L. N., SMIRNOV N. B. : *Tabele statistico-matematice* (în ruseşte). Biblioteca de tabele matematice, V. 46, Moscova, 1968

[8] BORGES J. F., CASTANHETA M. : *Structural Safety.* Course 101, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2nd edition, Lisbon, March 1971

[9] BROWN C. B. : *Concepts of Structural Safety,* Journal of the Structural Division, Proceedings of the A. S. C. E., Vol. 86, No. ST 12, December 1960, Proc. Paper 2678, p. 39—57

[10] BROWN C. B., EVANS R. J. : *Safety of an Elastic Beam-Column.* Technical Note, Journal of the Structural Division, Proceedings of the A. S. C. E., Vol. 98, No. ST 3, March 1972, Proc. Paper 8755, p. 805—812

[11] CORNELL C. A. : *Bounds on the Reliability of Structural Systems.* Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., Vol. 93, No. ST 1, February 1967, Proc. Paper 5096, p. 171—200

[12] DARKOV A., KUZNETSOV V. : *Structural Mechanics* (translated from the Russian), Moscow, 1969

[13] FRANGOPOL D. : *Reprezentarea probabilistică a siguranței structurilor. Caracteristici structurale.* Șantierul de construcții, nr. 4, 1972, p. 7—11

[14] FRANGOPOL D. : *Reprezentarea probabilistică a siguranței structurilor. Încărcări.* Șantierul de construcții, nr. 5, 1972, p. 23—32

[15] FRANGOPOL D. : *Asupra siguranței planșeelor supuse încărcărilor utile.* Comunicare la simpozionul cu tema „Problemele generale ale siguranței și unificării metodelor de calcul ale elementelor și structurilor de construcție", Timișoara, 1972

[16] FREUDENTHAL A. M. : *Fatigue Sensitivity and Reliability of Mechanical Systems, Especially Aircraft Structures.* WADD Tech. Report 61—53, 1961

[17] FREUDENTHAL A. M., GARRELTS J. M., SHINOZUKA M. : *The Analysis of Structural Safety.* Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., vol. 92, No. ST 1, February 1966, Proc. Paper 4682, p. 267—325

[18] FREUDENTHAL A. M. : *Combination of the Theories of Elasticity, Plasticity and Viscosity in Studying the Safety of Structures.* Eighth Congress, IABSE, New York, September, 1968

[19] FREUDENTHAL A. M. : *Critical Appraisal of Safety Criteria and Their Basic Concepts.* Eighth Congress, IABSE, New York, September, 1968

[20] HANGAN M., SANDI H. : *Siguranța construcțiilor în calculul făcut prin metoda stărilor limită.* Buletinul științific al I. C. B., 1961, p. 27—32

[21] LIND N. C. : *Numerical Approximation for Reliability Analysis.* Technical Note, Journal of the Structural Division, Proceedings of the A. S. C. E., Vol. 98, No. ST3, March, 1972, Proc. Paper 8755, p. 797—803

[22] MOSES F., KINSER D. E. : *Analysis of Structural Reliability.* Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., Vol. 83, No. ST4, October, 1967, Proc. Paper 5494, p. 147—164

[23] PALOHEIMO E. : *On the Reliability of Structural Elements and Structures.* Thesis for the degree of doctor of technology accepted by the Helsinki University of Technology, Otaniemi 1970, Finland

[24] PALOHEIMO E. : *A Method to Determine the Dimensions of a Structural Element Corresponding to a Given Probability of Failure.* Statens Byggeforskningsinstitut, SBI-Rapport 66, Kobenhavn, 1970

[25] SANDI H. : *Sistemul de prescripții pentru proiectarea structurilor de construcții.* Standardizarea Română, Vol. 23, Nr. 3, 1971, p. 130—136

[26] TANG J. P., YAO J. T. P. : *Fatigue Damage Factor in Structural Design.* Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., Vol. 98, No. ST 1, January, 1972, Proc. Paper 8647, p. 125—134

[27] *** *Proceedings of Symposium on Concepts of Safety of Structures and Methods of Design.* London, 1969, International Association for Bridge and Structural Engineering

[28] *** *Proceedings of Technical Meeting Concerning Wind Loads on Buildings and Structures.* National Bureau of Standards, Gaithersburg, Maryland, January, 1969

[29] *** *Studiu asupra coeficienților de supraîncărcare pentru încărcări în construcții.* INCERC, martie 1972

[30] *** *Principii generale de verificare a siguranței construcțiilor.* Anteproiect de standard elaborat de INCERC în colaborare cu ICB, iunie 1972

Perlele litoralului românesc : Stațiunea Neptun.

CZ 69.001.57:699.86.004

STAȚIE DE ÎNCERCĂRI ȘI CERCETĂRI HIGROTERMICE PENTRU CONSTRUCȚII LA IAȘI*

Prof. dr. ing. **VIRGIL FOCȘA**
Institutul politehnic Iași

Dr. ing. **CONSTANTIN BOGOS**
INCERC – Filiala Iași

1. INTRODUCERE

Dezvoltarea actuală și de perspectivă a construcțiilor industriale și a clădirilor de locuit este caracterizată prin următoarele aspecte principale: reducerea greutății proprii a elementelor de pereți și acoperișuri prin adoptarea de materiale cu greutate specifică aparentă redusă, prin micșorarea grosimii elementelor de construcții, ca și prin utilizarea unor materiale ușoare, prin adoptarea unor structuri în straturi (neomogene pe una sau două direcții), prin folosirea unor materiale cu grad ridicat de etanșeitate la aer și vapori de apă, alături de materiale de mare permeabilitate la aerul umed.

Se constată, în esență, folosirea unor noi structuri de pereți și terase, în mai multe straturi, caracterizate prin masă redusă, cu comportare fundamental diferită de aceea a materialelor și structurilor clasice omogene, cu proprietăți de masivitate și capacitate de respirație.

Pentru determinarea comportării din punct de vedere higrotermic a elementelor de construcție s-au abordat în țara noastră cercetări de laborator cu ajutorul analogiilor electrice și determinări la clădiri în exploatare. Rezultate concludente se pot obține numai prin încercări pe elemente de construcție la scară naturală.

În acest scop s-a conceput și s-a proiectat, de către catedra de Construcții a Institutului politehnic Iași și INCERC-Filiala Iași, Stația de încercări și cercetări pentru stabilirea caracteristicilor higrotermice ale materialelor și elementelor de construcție la scară naturală, cu următoarele obiective:

a) asigurarea confortului termic;

b) mărirea durabilității construcțiilor;

c) micșorarea costurilor de investiții printr-o dimensionare economică a elementelor de construcție (pereți, terase, tîmplărie), cît și a instalațiilor de încălzire centrală și de climatizare;

d) obținerea de economii de combustibil și de energie electrică în exploatare (ca urmare a calculului economic de dimensionare);

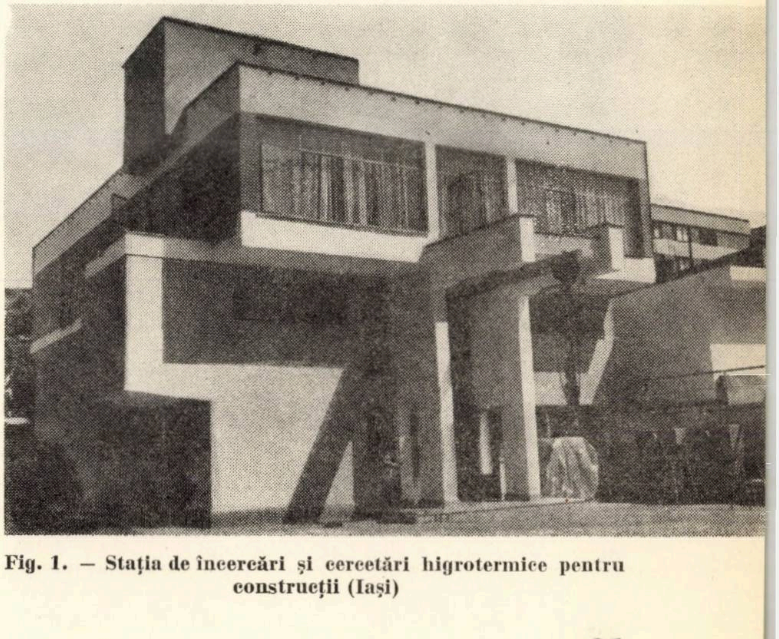


Fig. 1. — Stația de încercări și cercetări higrotermice pentru construcții (Iași)

---

* **Proiectant:** – *Construcții:* Prof. dr. ing. V. Focșa, prof. dr. ing. A. Radu, ing. N. Giușcă.
– *Arhitectură:* Conf. arh. N. Porumbescu, asist. arh. L. Iticescu.
– *Tehnologie și instalații:* Dr. ing. C. Bogos.

Executant: – Trustul de construcții industriale Iași.
– Trustul de instalații montaj Iași.

e) reducerea consumului de ciment şi de metal la elementele de pereţi şi de metal la instalaţii.

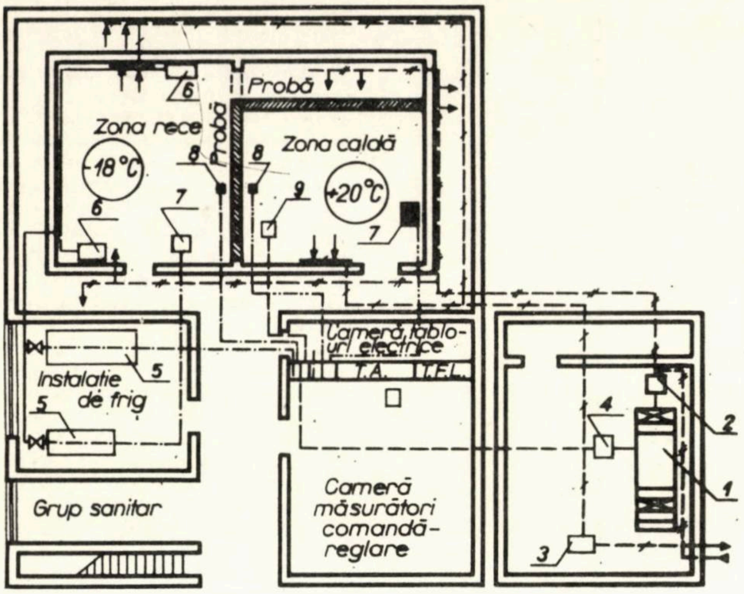


Fig. 2. – Schema tehnologică:

1 – agregat de condiţionare; 2 – ventilator introducere aer; 3 – ventilator evacuare aer; 4 – pompă umidificare; 5 – agregat frig; 6 – răcitoare de aer; 7 – aeroterme încălzire; 8 – termorezistenţe; 9 – cofret măsură. T. A. – tablou automatizare; T. F. L. – tablou forţă-lumină

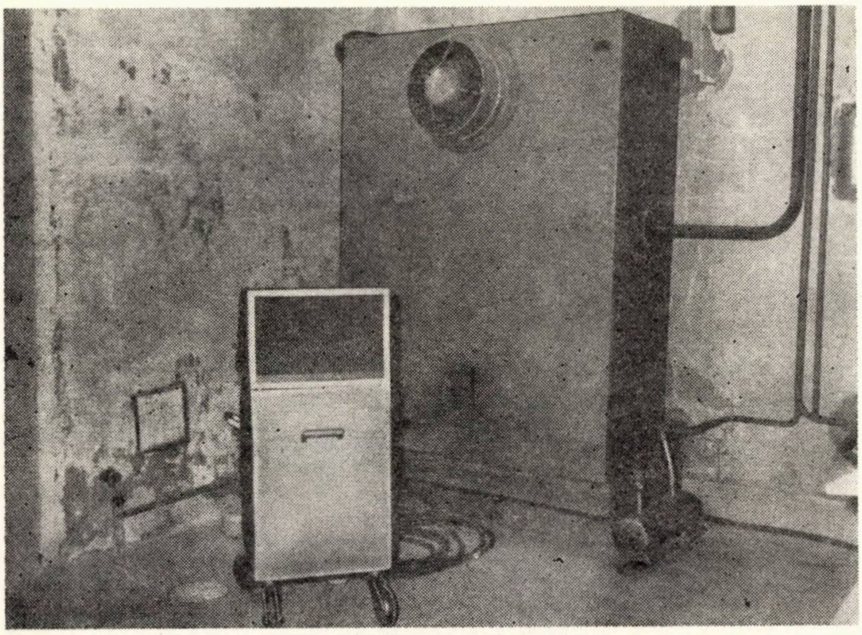


Fig. 3. – Răcitor de aer, funcţionînd cu amoniac.

2. PREZENTAREA STAŢIEI

Staţia, amplasată în cadrul Bazei de cercetări INCERC, prezintă avantajul folosirii utilităţilor existente cu costuri minime privind racordurile de apă, canal, încălzire, electricitate.

Clădirea staţiei este compusă dintr-un singur corp cu regim de înălţime P + M + 1 E (fig. 1).

Parterul este destinat încercărilor higrotermice ale elementelor de construcţie la scară naturală şi se compune din camera de încercări cu culoarul de protecţie, staţia de frig, camera de comandă — măsură — reglare.

La mezanin se află instalaţia pentru ventilaţie şi condiţionarea aerului, ce deserveşte camera de încercări şi culoarul de protecţie, precum şi camera de umiditate constantă.

Etajul I deserveşte laboratoarele: etalonări, studii termice şi de umiditate.

Structura de rezistenţă este alcătuită, la parter, din zidărie portantă mixtă, iar la etaj din diafragme de beton şi zidărie portantă.

Clădirea staţiei este concepută experimental cu structuri diferite de pereţi, corespunzător încăperilor de la etaj, şi cu terasă prefabricată prevăzută cu ventilaţie naturală, urmărindu-se, prin înregistrări ale cîmpului termic (cu ajutorul traductorilor termoelectrici înglobaţi la execuţie în elementele experimentale), comportarea higrotermică a elementelor de construcţii în condiţii reale de exploatare.

Camera de încercări, instrument complex de cercetare, a fost concepută constructiv şi funcţional, astfel încît să permită efectuarea unor cercetări diverse, prin îndeplinirea următoarelor cerinţe:

— să se asigure intrarea rapidă în condiţiile încercărilor şi menţinerea unui regim permanent stabilizat;

— să se varieze ansamblul camerei, astfel încît să fie posibilă încercarea simultană a doi pereţi exteriori, cu şi fără terasă, în condiţii identice de încercare;

— efectuarea de măsurători de laborator precise şi automatizate;

— abordarea unor cercetări complexe în regim variabil.

Camera de încercări (fig. 2) are dimensiunile în plan de 10×5 m şi înălţimea de 3,5 m, fiind formată din două zone denumite:

— camera caldă (în care se simulează condiţiile de climat din încăperi);

— camera rece (în care se simulează condiţiile de climat din exteriorul clădirilor).

Între cele două zone se montează elementul de probă.

Echipamentul camerei calde cuprinde:

— o baterie electrică de 2 kW, cu ventilator pentru încălzirea aerului în regim permanent;

— o baterie electrică de 12 kW, cu ventilator, pentru încălzirea aerului în regim variabil;

— un cofret de măsură.

Echipamentul camerei reci cuprinde:

— patru răcitoare de aer, funcţionînd cu amoniac, cu o suprafaţă de 27 m^2 fiecare (fig. 3);

— o baterie electrică de 12 kW cu ventilator, pentru încălzire în regim variabil;

— un dispozitiv pentru simularea vîntului şi a ploii artificiale;

— un panou de radiaţii infraroşii (fig. 4).

Staţia şi camera de încercări sînt deservite de următoarele instalaţii tehnologice:

Instalaţia de ventilare — condiţionare a aerului este compusă dintr-un sistem de introducere şi un sistem de evacuare a aerului (fig. 5). Pentru ventilarea culoarului de protecţie şi a camerei de încercări, aerul exterior este introdus în încăperi cu ajutorul unui ventilator centrifugal monoaspirant cu debit de 1400 m^3/h şi presiune de 150 mm C. A. Introducerea aerului se face în partea de jos a camerelor, în partea opusă a sistemului de absorbţie — evacuare, pentru a se asigura funcţionarea eficace. În camera rece s-a prevăzut o gură de introducere pentru racordarea dispozitivului de vînt artificial.

În cazul cînd este necesar să se regleze umiditatea aerului din camera de încercări, intră în funcţiune umidificatorul.

Pentru evacuarea aerului exterior sau pentru recirculare se foloseşte un ventilator centrifugal monoaspirant cu debit de 1400 m³/h şi presiune de 150 mm C. A., iar pentru coborîrea temperaturii aerului în camera caldă se absoarbe aer din camera rece şi se introduce în camera caldă pînă la obţinerea temperaturii dorite.

Un ventilator cu debit de 710 m³/h şi presiune de 28 mm C. A. asigură evacuarea amoniacului din staţia de frig.

În camera de comandă — măsură — reglare este amplasat tabloul general de lumină şi forţă. O instalaţie interfon leagă de coordonatorul încercărilor toate încăperile staţiei, pentru o mai uşoară şi rapidă circulaţie a informaţiilor şi dispoziţiilor.

Instalaţia de automatizare, prin tabloul de automatizare (fig. 6), realizează următoarele funcţiuni :

a) reglarea temperaturii aerului în sensul creşterii acesteia sau al menţinerii unei temperaturi constante în camera caldă între limitele 0...50°C, reglabilă din grad în grad ;

b) reglarea umidităţii aerului în camera caldă, în sensul creşterii acesteia prin umidificarea cu apă a aerului introdus sau menţinerea unei umidităţi constante ;

c) reglarea temperaturii aerului în camera rece între limitele — 30... +50°C, reglabilă din grad în grad ;

d) reglarea temperaturii în interiorul cofretului de măsură, în sensul egalizării acesteia cu temperatura din camera caldă.

Ca aparate de reglare se folosesc aparatele electronice produse de *Fabrica de elemente pentru automatizare Bucureşti*, specializate pentru procese termice sau de umiditate.

Reglarea temperaturii în cofretul de măsură se realizează prin compararea continuă a acesteia cu temperatura din camera caldă.

Semnalul de diferenţă de temperatură este înregistrat şi totodată acţionează un regulator bipoziţional, care comandă conectarea sau deconectarea rezistenţei de încălzire din cofret.

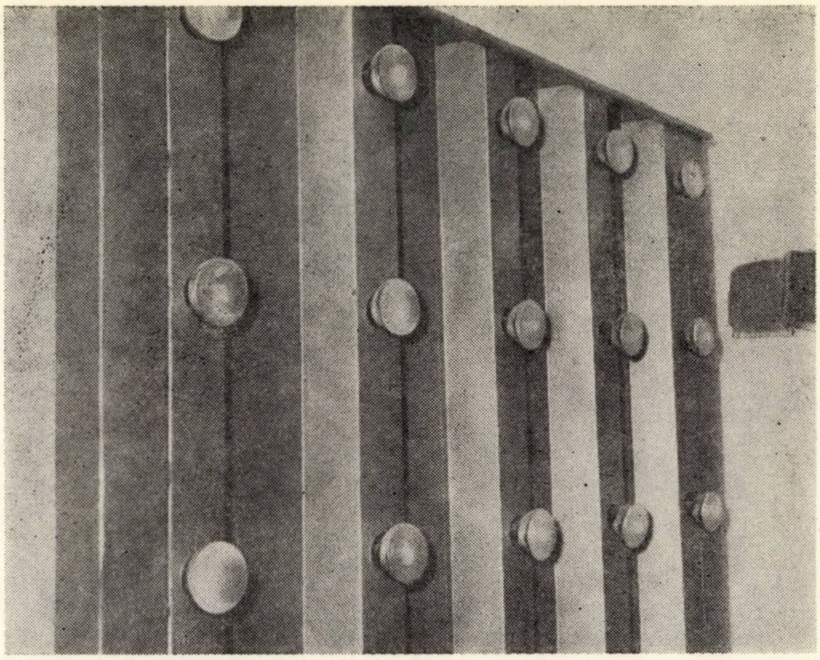


Fig. 4. — Panou de radiaţii infraroşii.

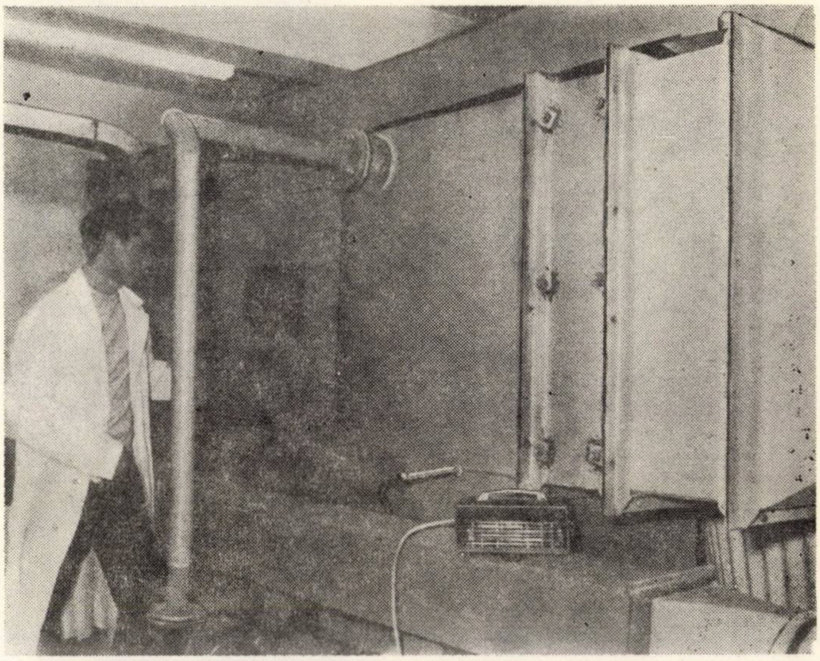


Fig. 5. — Instalaţia de ventilare — condiţionare a aerului

3. MĂSURĂTORI HIGROTERMICE

În cadrul staţiei se fac următoarele măsurători :

a. În regim permanent:

1. Măsurători de temperatură în :

- camera caldă
  - temperatura aerului în cameră ;
  - temperatura aerului în cofretul de măsură ;
  - temperaturile pe suprafaţa interioară a peretelui de probă, luate în puncte caracteristice ;
  - gradientul de temperatură în diferite puncte ale camerei ;
- camera rece
  - temperatura aerului în cameră ;
  - temperaturile pe suprafaţa exterioară a peretelui de probă, luate în punctele caracteristice ;
- instalaţia de aer condiţionat
  - temperatura aerului la intrarea şi ieşirea din agregatul de condiţionare.

2. Măsurători de viteze şi debite ale aerului :

  - în circuitul de ventilaţie-condiţionare ;
  - la gurile de absorbţie şi de refulare în camerele de încercări ;
  - la dispozitivul de vînt artificial.

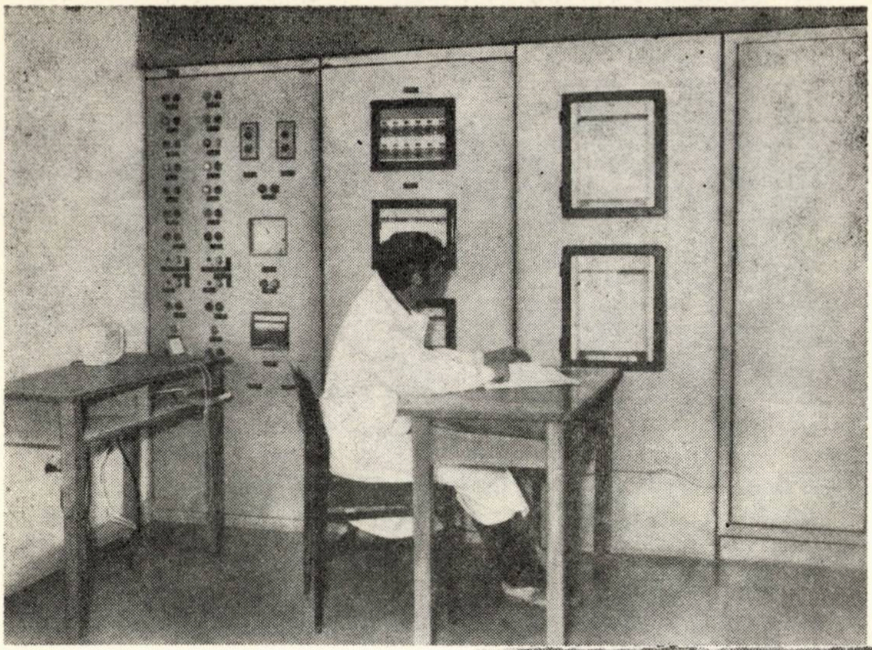


Fig. 6. – Tabloul de automatizare.

3. Măsurători privind umiditatea aerului în:

- camera caldă;
- camera rece;
- circuitul de aer condiţionat;
- umiditatea peretelui de probă.

4. Măsurători de flux termic (prin peretele de probă) (fig. 7):

- cu banda termoflux;
- cu cofretul de măsură.

5. Măsurători electrice:

- puterea electrică consumată în cofretul de măsură;
- tensiunea reţelei şi intensitatea curentului;
- energia electrică totală consumată.

b. În regim variabil:

1. Determinarea funcţiei de influenţă.
2. Măsurători de temperaturi, umidităţi, viteze şi debite ale aerului.
3. Măsurători de temperatură pe cele două feţe ale peretelui.
4. Măsurarea abaterilor dimensionale ale elementelor de construcţie.
5. Măsurarea eforturilor datorite variaţiilor de temperatură, umiditate, contracţie fizică etc.
6. Măsurarea fluxului termic ce străbate peretele de probă.

Măsurarea fluxului termic ce trece prin elementul de construcţie, în regim permanent, se face cu ajutorul cofretului pe o suprafaţă de 1m², restul suprafeţei zidului constituind inelul de gardă ce înconjoară zona de măsură.

Cofretul de măsură are o suprafaţă de aplicare pe peretele de probă de 1 m² şi o

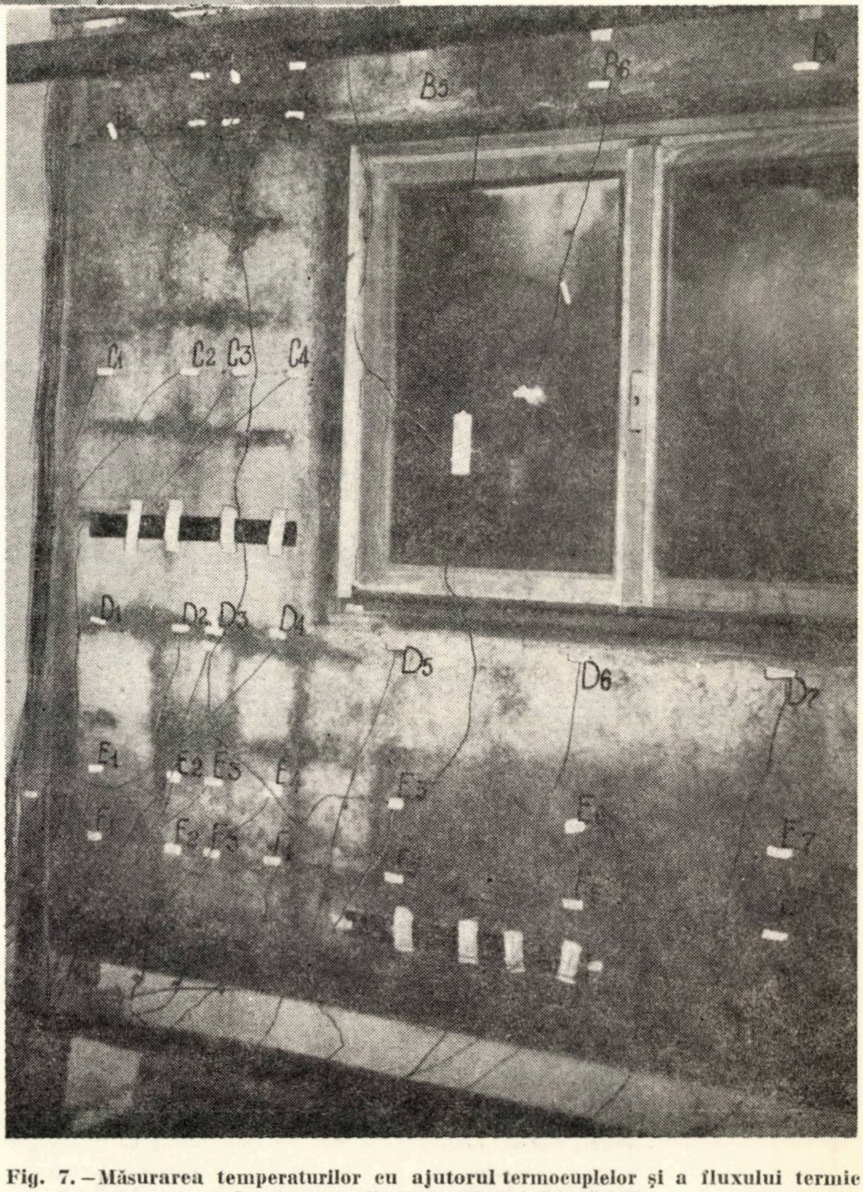


Fig. 7. – Măsurarea temperaturilor cu ajutorul termocuplelor şi a fluxului termic cu banda termoflux şi cofretul de măsură.

adîncime de 0,4 m. O rezistență electrică constituie generatorul de căldură al cofretului.

Temperatura aerului din cofret este menținută constantă la același nivel cu cea a aerului din camera caldă. Energia electrică consumată pentru compensarea pierderilor de căldură prin peretele de probă este înregistrată și reprezintă fluxul termic unitar.

4. ÎNCERCĂRI ȘI CERCETĂRI ÎN STAȚIE

Încercările și cercetările higrotermice se efectuează de către INCERC-Filiala Iași în colaborare cu catedra de Construcții a Institutului politehnic Iași.

În timpul încercărilor, procesele sînt conduse automat, oferind posibilitatea simulării oricăror condiții climatice, în vederea determinării acțiunii simple sau combinate a următorilor factori climatici asupra elementelor de construcție:

— temperatura (în regim permanent și variabil);
— umiditate (aer umed, ploaie);
— vînt (în regim static și dinamic);
— radiații termice.

Stația efectuează la cerere:

1. Determinarea caracteristicilor termofizice ale materialelor de construcție;
— căldură specifică;
— difuzivitate termică;
— permeabilitate la aer și la vapori de apă.
2. Determinarea caracteristicilor higrotermice ale elementelor de construcție la scară naturală:
— rezistența la permeabilitate termică;
— rezistența la permeabilitate la aer și la vapori de apă;
— funcția de influență;
— cîmpul termic la suprafață și în structura elementului de construcție;
— zonele de influență a punților termice.
3. Încercări privind acțiunea:
— temperaturii (îngheț-dezgheț, șocuri termice, variații dimensionale și eforturi datorite temperaturii);
— vîntului;
— ploii;
— radiațiilor termice.
4. Studii privind caracteristicile higrotermice ale pereților, tîmplăriei și teraselor, în vederea optimizării lor, pentru satisfacerea exigențelor de durabilitate, confort și economicitate.
5. Atestări de noi elemente de construcție.
6. Asistență și consultații termice.
7. Expertize tehnice.

Primele cercetări și încercări efectuate în anul 1972 au confirmat ipotezele proiectului, astfel încît în prezent dispunem de un instrument de investigare valoros pentru dezvoltarea higrotermicii construcțiilor, rod al colaborării între învățămînt și producție, realizare importantă pe linia integrării științei și a tehnologiei.

Noua gară a municipiului Tulcea.

Dr. ing. **MIHAI ILINA**
Inst. de construcţii
Ing. **CONSTANTIN LUŢĂ**
M.A.N.

CZ 697.273:725.511.004

Studiu comparativ asupra unor sisteme de încălzire la construcţiile spitaliceşti

Dezvoltarea reţelei de aşezăminte spitaliceşti în ţara noastră implică obligaţia, pentru toţi specialiştii care concură la realizarea acesteia, de a gîndi şi aplica soluţiile optime în scopul asigurării celor mai bune condiţii de odihnă şi tratament al bolnavilor.

Un factor esenţial care conduce la apariţia unei senzaţii plăcute de confort este crearea şi menţinerea în încăperi a unui microclimat la parametrii optimi (temperatura, umiditatea, viteza de mişcare a aerului etc.).

Instalaţiile de încălzire şi ventilaţie trebuie astfel proiectate şi executate încît să fie capabile să asigure permanent valorile prestabilite pentru parametrii de microclimat.

Datoria proiectanţilor este de a aplica soluţiile cele mai eficace pentru încălzire şi ventilare, dar în acelaşi timp cele mai economice şi mai adecvate pentru situaţiile existente în spitale sau alte aşezăminte spitaliceşti.

Soluţiile uzuale de încălzire cu radiatoare sînt cele mai comode, atît pentru proiectanţi, cît şi pentru executanţi; este însă necesar să se studieze şi să se aplice soluţii care, pe lîngă îndeplinirea rolului de încălzire a încăperilor, să asigure şi condiţii igienice de confort şi altele.

În prezentul articol se vor studia mai multe soluţii de încălzire, cu avantajele şi dezavantajele ce decurg din folosirea uneia sau alteia, urmînd să se desprindă unele concluzii, care, pe lîngă aspectul de noutate, vor ajuta pe cititor să-şi facă o imagine cît mai clară asupra aspectelor multiple ce le implică aplicarea unei anume soluţii pentru încălzire şi ventilare la construcţii spitaliceşti.

Studiul comparativ se va face pe planul de arhitectură al unui spital recent construit (spitalul din Baia Mare) pentru a da posibilitatea unor aprecieri de ordin practic.

Soluţii de încălzire deja aplicate sînt multe, fără a mai considera pe cele ce rezultă din ingeniozitatea unor specialişti, şi care sînt expuse în diverse publicaţii tehnice.

Se vor analiza doar două soluţii care se deosebesc fundamental, atît ca principiu de funcţionare, cît şi ca realizare constructivă: încălzirea cu radiatoare şi cu planşee radiante.

Aspectele analizate sînt următoarele:

1. condiţiile de microclimat ce se creează în încăperi;
2. principiile de calcul al pierderilor de căldură şi al mărimii suprafeţelor de încălzire;
3. mărimea consumului de metal;
4. valoarea totală a investiţiilor;
5. mărimea cheltuielilor de exploatare şi termenele de amortizare a investiţiilor.

Construcţiile spitaliceşti, prin specificul lor, au nevoie de un confort termic maxim. De aceea, atît la proiectare, cît şi la execuţia instalaţiilor de încălzire trebuie acordată o deosebită atenţie alegerii soluţiilor şi modului de aplicare în practică a acestora.

1. CONDIŢII DE MICROCLIMAT

Într-o încăpere poate să fie creat un microclimat mai mult sau mai puţin plăcut în funcţie de valorile parametrilor care-l definesc, precum şi şi de preponderenţa unora sau altora din aceşti parametri.

Pentru a desprinde mai clar unele avantaje şi dezavantaje ale celor două sisteme de încălzire se vor studia condiţiile de microclimat ce se creează în încăperi în cazul unui sistem sau altul.

În mod obişnuit, la încălzirea cu radiatoare, acestea se amplasează sub glaful ferestrei pentru a elimina curentul de aer rece la nivelul pardoselii (ca în fig. 1). Rezultă că, în orice caz, radiatorul se va amplasa pe un perete exterior al încăperii. În cazul radiatoarelor, aşa cum s-a arătat mai înainte, schimbul de căldură preponderent se realizează prin convecţie, deci implică prezenţa unor curenţi de aer în încăpere (aşa cum se poate vedea în figura 1).

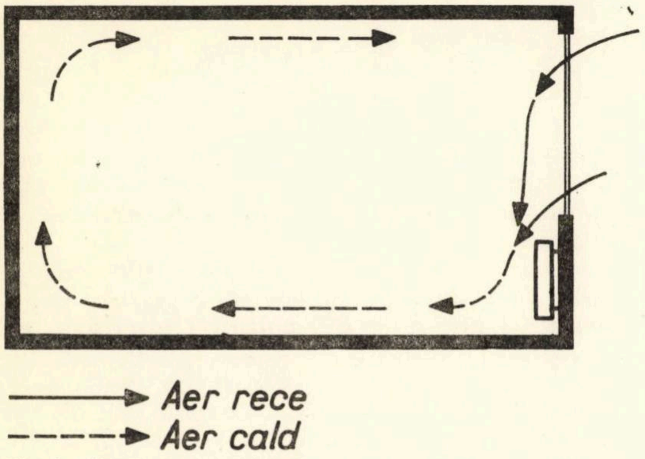


Fig. 1 : Circulaţia aerului infiltrat într-o încăpere încălzită cu radiatoare

O altă consecinţă a prezenţei radiatorului în încăpere şi a schimbului convectiv de căldură este crearea unor zone supraîncălzite în încăpere, ceea ce duce la un gradient de temperatură nefavorabil pe verticală, iar pereţii limitatori ai încăperii rămîn la temperaturi relativ coborîte faţă de aerul interior.

La încălzirea cu plafon radiant, datorită preponderenţei schimbului de căldură prin radiaţie, curenţii de aer din încăpere sînt nesesizabili, iar distribuţia de temperatură pe verticală este mult mai uniformă (fig. 2).

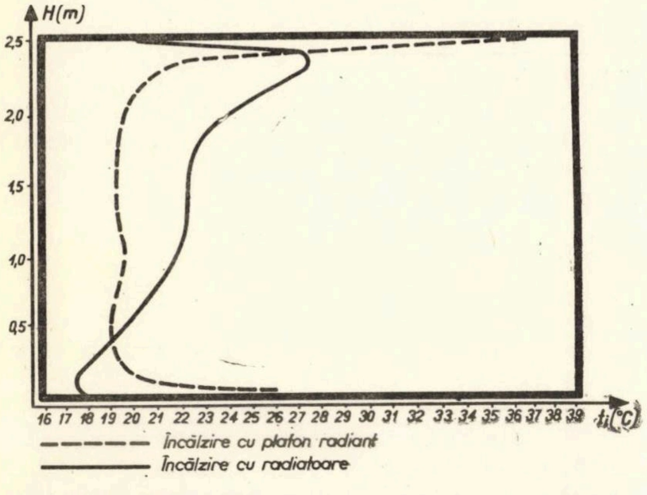


Fig. 2 : Distribuţia temperaturii pe verticală într-o încăpere încălzită cu radiatoare şi cu plafon radiant

De asemenea, în cazul încălzirii cu plafon radiant, suprafeţele limitatoare ale încăperii vor avea temperaturi mai ridicate decît aerul interior şi deci posibilitatea reducerii substanţiale a schimbului de căldură radiant între corpul omului şi mediu. Folosirea unor temperaturi mai coborîte ale agentului încălzitor la plafonul radiant (apă caldă cu 65/55°C) elimină existenţa unor suprafeţe fierbinţi care ar duce la inconveniente de ordin fiziologic. Din experienţele unor cercetători se dovedeşte că la înălţimi ale încăperilor de peste 2,7 m, o temperatură a plafonului de 35°C este suportată în condiţii foarte bune de către om (chiar cu capul descoperit).

Încălzirea cu plafon radiant prezintă însă şi unele dezavantaje, şi anume: suprafeţele exterioare ale încăperii au, în general, temperaturi mai coborîte, acest fenomen fiind accentuat în cazul ferestrelor; există posibilităţi limitate de încălzire a aerului rece infiltrat prin neetanşeităţi. Se pot ameliora aceste dezavantaje prin o mărire a temperaturii plafonului încălzitor în zona ferestrei şi o îmbunătăţire a etanşeităţii ferestrelor. Apariţia în ultimul timp a tîmplăriei metalice la construcţii rezolvă în modul cel mai fericit problema etanşeităţii ferestrelor.

O particularitate a încălzirii cu plafon radiant, care o face indicată pentru încăperile de bolnavi, este aceea că lipsa curenţilor de aer şi temperatura relativ uniformă pe verticală realizează o ambianţă igienică, nu permite antrenarea prafului şi deci a agenţilor patogeni.

La sălile pentru operaţii, încălzirea prin plafon radiant se poate îmbina foarte bine cu sistemul de condiţionare a aerului.

2. PRINCIPII DE CALCUL AL PIERDERILOR DE CĂLDURĂ ŞI AL MĂRIMII SUPRAFEŢELOR DE ÎNCĂLZIRE

Pentru o claritate mai mare, consideraţiile privind modul de calcul al pierderilor de căldură se vor face pe planul de arhitectură al spitalului din Baia Mare.

Înainte de a trage unele concluzii practice în cazul concret al acestui spital se vor analiza cîteva aspecte generale care apar în cazul pierderilor de căldură la încălzirea prin cele două sisteme.

Din studiul condiţiilor de microclimat expuse mai înainte se poate trage concluzia, pe deplin întemeiată, că la încălzirea cu plafon radiant este posibil să se considere o temperatură interioară a aerului cu 2—3 °C mai mică decît la încălzirea cu radiatoare, fără a diminua cu nimic condiţiile de confort termic din încăperi.

Deci, dacă la încălzirea cu radiatoare temperatura interioară de calcul este de +22°C (pentru încăperile cu bolnavi), la încălzirea cu plafon radiant se poate lua $t_i = +19$°C.

De la început se poate trage concluzia că pierderile de căldură calculate conform STAS 1907/68 vor fi mai reduse la încălzirea prin radiaţie. În cazul considerat, temperatura exterioară de calcul este — 15°C, iar temperaturile interioare sînt:

— *la încălzirea cu radiatoare*:

— saloane pentru bolnavi, cabinete medicale, săli de tratament, săli de pregătire pentru operaţie: +22°C;

— coridoare interioare, săli de aşteptare, săli pentru dezinfecţie, camere pentru personal şi camere de gardă: +20°C ;

— fişiere, holuri, grupuri sanitare, vestiare: +18°C;

— săli de operaţie: +25°C;

— temperatura subsolului tehnic: +6°C.

— *la încălzirea prin radiaţie*, aşa cum s-a arătat mai înainte, la toate categoriile de încăperi s-a considerat temperatura interioară cu 3°C mai puţin decît la încălzirea cu radiatoare.

Cu aceste temperaturi, considerînd pereţii exteriori din cărămidă plină, s-au calculat pierderile de căldură conform STAS 1907/68:

$$Q = Q_T\left(1 + \frac{\Sigma A}{100}\right) + Q_i \ [\text{kcal/h}];$$

Q_T = pierderea de căldură prin transmisie, în regim staţionar;

Q_i = necesarul de căldură pentru încălzirea aerului infiltrat;

A = adaosuri.

În urma determinării sarcinii termice totale a clădirii a rezultat pentru încălzirea prin radiaţie un necesar de căldură cu cca 10% mai mic decît la încălzirea cu radiatoare. Analizînd însă mai profund fenomenele termice care au loc în cele două cazuri studiate se va constata că situaţia reală este alta, datorită următoarelor cauze:

1. De regulă, radiatoarele se plasează pe peretele exterior sub glaful ferestrei, deci în imediata apropiere a peretelui exterior se găseşte permanent o suprafaţă caldă (la cca 85°C). Aceasta face ca pierderile de căldură prin porţiunea de perete din spatele radiatorului să fie mult mai intense decît în celelalte zone ale peretelui exterior, iar căldura transmisă prin radiaţie de către radiator la peretele din spate este aproape în întregime transmisă spre exterior.

În urma cercetărilor efectuate de Burnay cu radiatoare avînd două coloane şi drept agent termic apa caldă la temperatura de 85/75°C, s-a stabilit că pierderile de căldură prin peretele din spate al radiatorului se pot determina cu relaţia:

$$Q_p = Sk\,(t_{i_e} - t_e)\ [\text{kcal/h}]$$

unde:

K — coeficient de transmisie a căldurii pentru perete, considerînd la faţa interioară a peretelui un coeficient de schimb superficial $\alpha = 7 \dfrac{\text{kcal.}}{\text{m}^2\ \text{h}°\ \text{C}}$.

S — suprafaţa peretelui din spatele radiatorului;

t_e — temperatura exterioară de calcul;

t_{i_e} — temperatura fictivă pe care ar trebui s-o aibă aerul din încăperi în cazul că radiatorul lipseşte, dacă pierderea de căldură Q_p ar trebui să fie aceeaşi cu pierderea ce se produce în prezenţa radiatorului, aerul din încăpere avînd temperatura normală

$$t_{i_e} = \frac{q_p}{K} + t_e \ (°\text{C})$$

unde $q_p \simeq 90$ kcal/m² h = fluxul de căldură ce se pierde prin peretele din spate al unui radiator cu 2 coloane (pentru perete cu K = = 1,5 kcal/m h °C).

2. În cazul încălzirii cu radiatoare, datorită existenţei unor zone supraîncălzite ale încăperilor, se statorniceşte obiceiul de a deschide ferestrele la intervale scurte şi pe un timp mai îndelungat, ceea ce duce la pierderi suplimentare de căldură o dată cu aerul cald evacuat în exterior.

3. La încălzirea prin radiaţie, coloanele de alimentare ale suprafeţelor de încălzire pot fi plasate şi într-unul din colţurile interioare ale încăperilor, asemenea situaţii fiind întîlnite foarte rar în cazul încălzirii cu radiatoare. În cazul acesta, de regulă, coloanele sînt plasate pe peretele exterior al încăperii şi deci se produc pierderi suplimentare de căldură datorate temperaturii coborîte a spaţiului prin care trec coloanele.

La construcţia pe care se face acest studiu comparativ au fost alese trei tipuri de încăperi care formează aproape totalitatea încăperilor spitalului şi cu orientarea cea mai defavorabilă (spre nord).

— încăperea tip I: avînd un perete exterior cu 2 ferestre;

— încăperea tip II: avînd un perete exterior cu 3 ferestre;

— încăperea tip III: avînd 2 pereţi exteriori cu 2 ferestre (de colţ).

Pe tipuri de încăperi, sarcina termică la încălzirea cu radiatoare este următoarea:

● *încăperea tip I*:

— sarcina termică, conform STAS 1907/68: 1050 kcal/h;

— recalculată, ţinînd seama de pierderea de căldură prin peretele din spatele radiatorului: 1060 kcal/h.

● *încăperea tip II*:

— sarcina termică, conform STAS 1907/68: 1620 kcal/h;

— recalculată: 1637 kcal/h.

● *încăperea tip III*:

— sarcina termică, conform STAS 1907/68: 2150 kcal/h;

— recalculată: 2176 kcal/h.

Se poate observa că pierderile de căldură ale încăperilor încălzite cu radiatoare se majorează cu aproape 1,5% datorită pierderilor suplimentare prin peretele din spatele radiatorului.

Fără a mai ţine seama de ceilalţi factori care contribuie la mărirea pierderilor de căldură, suprafeţele de încălzire vor fi următoarele (pentru radiatoare de tip nou 600—2, folosind ca agent termic apa caldă cu temperatura de 85/65 °C):

— încăperea tip I: F_r = 3,3 m² (15 elemente);

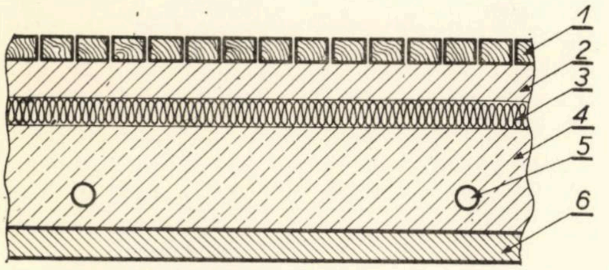
— încăperea tip II: F_r = 5,24 m² (23 elemente);

— încăperea tip III: F_r = 6,83 m² (31 elemente).

La încălzirea prin radiație, sarcina termică (conf. STAS 1907/68) la fiecare tip de încăpere este :

— încăperea tip I : 930 kcal/h ;
— încăperea tip II : 1490 kcal/h ;
— încăperea tip III : 1960 kcal/h.

Un tip de plafon radiant, a cărui structură a fost considerată în calcul, este prezentat în fig. 3.



1 - Parchet (17 mm)
2 - Şapă de beton (4 cm)
3 - Termoizolaţie polistiren expandat (1 cm)
4 - Placă de beton armat (10 cm)
5 - Ţevile de încălzire (3/4")
6 - Tencuială (2 cm)

Fig. 3 : Structura plafonului radiant tip „Crittal" considerată în calcul

Cu această structură a plafonului radiant (ca în fig. 3), dintr-un calcul preliminar au rezultat următoarele suprafețe de încălzire (agent termic : apa caldă 65/55°C) :

— la încăperea tip I : 6,5 m^2 ;
— la încăperea tip II : 10,6 m^2 ;
— la încăperea tip III : 11,1 m^2.

Pentru a avea o imagine mai completă asupra fenomenelor termice reale ce au loc la încălzirea prin radiație, în cazul încăperii tip I se vor verifica temperaturile ce se obțin în încăpere ca urmare a încălzirii cu ajutorul plafonului radiant avînd mărimea de 6,5 m^2. Vom folosi ecuațiile de echilibru termic ale diverselor elemente ale încăperii :

a. Ecuația de echilibru termic al suprafețelor reci :

$$Q_{r_{pi}} + Q_{ci} + Q_{ei} = 0. \qquad (1)$$

$$Q_{r_{pi}} = \alpha_{r_{pi}} F_p (\theta_p - \theta_i) \ [\text{kcal/h}]$$

unde :

$Q_{r_{pi}}$ — căldura cedată prin radiație de către panoul radiant care are temperatura θ_p, coeficientul de schimb de căldură prin radiație $\alpha_{r_{pi}}$, şi suprafața F_p ;

θ_i — temperatura medie a suprafețelor reci ;

$Q_{ci} = \alpha_{ci} F_i (\theta_i - t_i)$ [kcal/h] , în care

Q_{ci} — căldura cedată prin convecție de către suprafețele care mărginesc încăperea (F_i), care au temperatura medie θ_i, către aerul din interior cu temperatură t_i :

α_{ci} — coeficient de schimb superficial de căldură prin convecție de la suprafețele care mărginesc încăperea către aerul interior ;

$Q_{ei} = K_i F_i (\theta_i - t_i)$ [kcal/h] ;

Q_{ei} — pierderea de căldură a încăperii către exterior ;

K_i — coeficientul de schimb termic de la suprafața interioară a peretelui exterior către aerul din exterior, care are temperatura t_e.

$$k_i = \frac{\alpha_i K_i}{\alpha_i - K_i} \ [\text{kcal/m h°C}] ; \ K_i = \frac{\sum_n^1 K_j S_j}{\sum S_j}$$

unde

K_j = coeficienți de transfer termic ai suprafețelor reci ;

$S_j (j = 1 \dots n)$ — mărimea suprafețelor reci.

Înlocuind mărimile ce intervin în ecuație cu valorile numerice corespunzătoare ($\alpha_i \simeq \alpha_{ci} = 5{,}0$ kcal/m^2 h°C ; $\alpha_{r_{pi}} = 5{,}3$ kcal/m^2 h°C ; etc.).

Se obține următoarea formă a primei ecuații de echilibru termic :

$$\theta_p + 5{,}7\ \theta_i - 4{,}85\ t_i = -27{,}7 \qquad (1')$$

b. Ecuația de echilibru termic a aerului infiltrat prin neetanşeități :

$$Q_A + Q_{cp} + Q_{ci} = 0 \qquad (2)$$

$$Q_A = c \cdot G (t_i - t_e) \ [\text{kcal/h}]$$

în care

Q_A — căldura necesară încălzirii aerului infiltrat (calculată conform STAS 1907/68 are valoarea : 210 kcal/h)

G — debitul de aer infiltrat.

$$Q_{cp} = \alpha_{cp} F_p (\theta_p - t_i)$$

Q_{cp} — căldura cedată prin convecție de către planşeul radiant către aerul din încăpere ($\alpha_{cp} \simeq 0{,}2$ kcal/m^2h°C).

F_p — suprafața plafonului radiant (6,5 m^2) ;

$$Q_{ci} = \alpha_{ci} F_i (\theta_i - t_i)$$

Q_{ci} — căldura cedată prin convecție de către celelalte suprafețe ale încăperii către aerul din încăpere ;

F_i — suprafețele „reci".

Înlocuind valorile numerice corespunzătoare pentru mărimile ce intervin, se obține o a doua ecuație de echilibru termic, care are forma :

$$\theta_p + 129\ \theta_i - 127\ t_i = -169 \qquad (2')$$

c. Ecuația de confort termic :

$$m\ \theta_p + n \theta_i + t_i = a \qquad (3)$$

în care

$a \simeq 35$°C — coeficient experimental

$$m = \frac{F_p}{F_p + F_i} \qquad n = \frac{F_i}{F_p + F_i}$$

Înlocuind cu valorile numerice, se obține a treia ecuație de echilibru termic:

$$0{,}16\ \theta_p + 0{,}84\ \theta_i + t_i = 35 \qquad (3')$$

Ecuațiile 1'; 2'; 3' formează un sistem de trei ecuații cu trei necunoscute (θ_p, θ_i, t_i) care, după rezolvare, dă următoarele valori:

θ_p = 36,5°C — temperatura medie a planșeului radiant;

θ_i = 21,4°C — temperatura medie a suprafețelor „reci"

t_i = 19,8°C — temperatura aerului din interior.

Rezultă că folosind un planșeu radiant tip „Crittal" cu mărimea de 6,5 m², la o încăpere avînd dimensiunile 3,4 ×3,8 m (înălțimea liberă 3,1 m), se obțin parametrii de microclimat care se înscriu în zonele optime de confort termic.

Aplicînd ecuațiile schimbului de căldură prin radiație între două suprafețe:

$$Q_{12} = \frac{C_1 C_2}{C_0}\,\varphi_{12} F_1 \left[\left(\frac{T_1}{100}\right)^4 - \left(\frac{T_2}{100}\right)^4\right],$$

se vor putea obține mai precis temperaturile elementelor de construcție exterioare ale încăperii.

În acest fel s-au obținut:

— temperatura medie a suprafeței interioare a peretelui exterior

$$t_{PE} = 20{,}3\,°\mathrm{C}$$

— temperatura medie a suprafeței interioare a ferestrei:

$$t_{FE} = 17{,}8\ °\mathrm{C}.$$

Cu aceste temperaturi calculate a fost posibilă determinarea pierderilor reale de căldură ale încăperii tip I, rezultînd Q_h = 905 kcal/h, față de 930 kcal/h calculate conform STAS 1907/68.

Calcule similare au fost efectuate și pentru celelalte încăperi, rezultînd că, în general, pierderile de căldură reale la încălzirea prin radiație sînt, de regulă, cu circa 1,6% mai mici decît cele calculate conform STAS 1907/68. Comparînd cu pierderile de căldură reale, calculate la încălzirea cu radiatoare, reiese că la încălzirea prin radiație se produc numai prin elementele de construcție pierderi de căldură cu circa 4% mai mici.

Tipul încăperii	Pierderi de căldură calculate conf. STAS 1907/68		Recalculate	
	Radiatoare	Radiație	Radiatoare	Radiație
Tip I: cu 2 ferestre exterioare	1 050	930	1 060	905
Tip II: cu 3 ferestre exterioare	1 620	1 490	1 637	1 400
Tip III: de colț, cu 2 ferestre exterioare	2 150	1960	2 176	1 920

Suprafețele de încălzire necesare pentru acoperirea acestor pierderi de căldură ridică probleme de amplasare, mai ales la sistemele de încălzire prin radiație. Suprafețele de încălzire prin radiație ocupă o bună parte din plafonul încăperii, așa cum rezultă din tabelul următor (în % față de suprafața totală a plafonului):

Tipul încăperii	Supraf. plafonului (m²)	Nivel curent						Ultimul nivel					
		Crittal		Stramax		Soundex		Crittal		Stramax		Soundex	
		Supraf. panou (m²)	%	Supraf. panou	%	Supraf. panou	%	Supraf. panou	%	Supraf. panou	%	Supraf. panou	%
Tip I	13,00	6,5	50,0	7,38	60,0	7,44	60,2	7,55	60,0	8,14	62,6	9,36	72,0
Tip II	15,50	10,6	68,0	11,8	76,2	11,9	76,5	11,2	75,0	10,7	69,0	12,5	80,6
Tip III	19,70	11,1	57,0	15,5	78,7	15,6	79,3	12,9	70,0	14,0	71,1	16,3	82,0

Așa după cum se observă, suprafețele de încălzire ocupă între 60 și 80% din suprafața totală a plafonului, indiferent de sistemul ales (Crittal, Stramax, Soundex), evident, ponderea fiind mai mare la ultimul nivel.

În ceea ce privește condițiile de confort create în încăperi, acestea sînt similare la sistemele de încălzire prin radiație; de aceea, criteriile de alegere a unui tip sau altul de plafon încălzitor vor depinde de alți factori (mărimea investițiilor, dificultățile de execuție, termenele de amortizare a investițiilor, cheltuieli de exploatare etc.).

În urma considerațiilor expuse mai înainte privind pierderile de căldură la spitalul analizat, sarcina termică totală în cazul celor două sisteme de încălzire este (numai pentru încălzire):

— la încălzire cu radiatoare: 1,250 Gcal/h;

— la încălzire prin radiație : 1,075 Gcal/h.

Rezultă deci că la încălzirea prin radiaţie, datorită fenomenelor termice total diferite faţă de încălzirea cu radiatoare, se poate considera o sarcină termică cu cca 13% mai mică, fără a diminua confortul termic din clădire.

Un alt aspect care nu poate fi neglijat este acela al temperaturii şi debitului agentului termic utilizat pentru încălzire

Pentru ambele sisteme, agentul termic utilizat este apa caldă avînd următoarele temperaturi:

— încălzirea cu radiatoare: 85/75°C;
— încălzirea prin radiaţie: 65/55°C.

Regimurile diferite de temperatură ale agentului termic dau naştere la unele probleme care influenţează atît funcţionarea, cît şi construcţia instalaţiei:

— temperaturile diferite duc la pierderi de căldură diferite în reţeaua de conducte, aşa cum rezultă din diagrama din fig. 4;

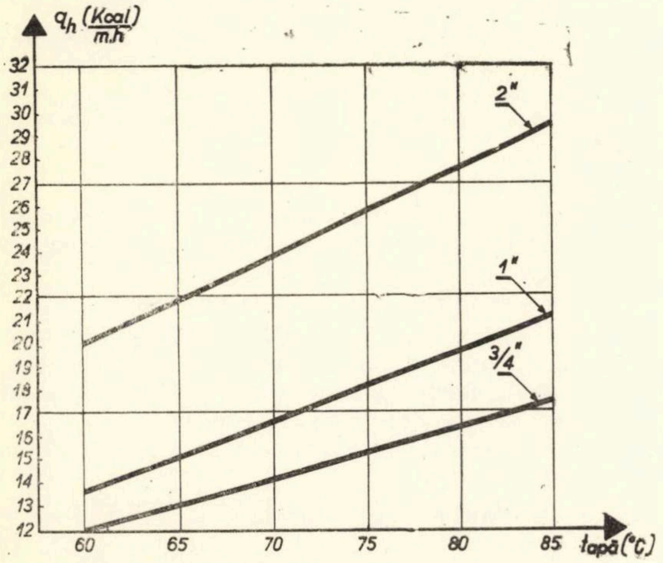


Fig. 4: Variaţia pierderilor de căldură la conducte izolate în funcţie de temperatura apei care circulă prin ele (se consideră temperatura exterioară +6° şi coeficientul de schimb termic constant în raport cu temperatura apei)

— ecartul mic de temperatură la încălzirea prin radiaţie are ca urmare vehicularea unui volum mare de apă în instalaţie (deci investiţie mai mare în reţeaua de conducte, cheltuieli mai mari de energie etc.);

— posibilităţi diferite de reglaj al instalaţiilor.

Aspectele analizate privind pierderile de căldură la încălzirea prin cele două sisteme permit să se tragă concluzia că, chiar cu unele neajunsuri inerente care au fost scoase în evidenţă mai înainte, sistemul de încălzire prin radiaţie prezintă o economie importantă de căldură care se răsfrînge asupra cheltuielilor de exploatare.

3. CONSUMUL DE METAL

În cadrul investiţiei globale pentru o construcţie, partea de instalaţii prezintă o pondere foarte importantă datorită materialelor costisitoare care se utilizează. Dacă în cazul alimentări cu apă rece şi canalizare valoarea investiţiilor a fost simţitor redusă prin folosirea conductelor P.V.C., la instalaţiile de încălzire unde nu s-a reuşit încă crearea unor materiale plastice suficient de rezistente la variaţii mari de temperatură, mărimea investiţiilor se menţine ridicată. Valorile mari ale investiţiilor pentru instalaţia de încălzire se datoresc, în primul rînd, consumului mare de metal folosit la realizarea suprafeţelor de încălzire şi a reţelei de conducte. Se va analiza deci care este consumul de metal în cazul celor două sisteme de încălzire.

a. Consumul de metal pentru suprafeţele de încălzire

Folosind radiatoare de tip nou (600—2; greutatea unui element 6,9 kg) consumul de metal este de cca 0,085 kg/kcal.

La încălzirea cu plafon radiant, consumurile de metal sînt următoarele:

— în cazul plafonului radiant „Crittal": ţinînd seama de reducerea cantităţii de oţel beton pentru armarea planşeului, consumul mediu de metal pentru suprafeţele de încălzire este de cca 0,050 kg/kcal.;

— pentru plafonul radiant tip „Stramax": 0,077 kg/kcal;

— la încălzirea cu plafon radiant de tip „Soundex": 0,130 kg/kcal.

b. Consumul de metal pentru reţeaua de conducte

— încălzirea cu radiatoare: 0,018 kg/kcal:
— încălzirea prin radiaţie:
● plafon radiant „Crittal": 0,029 kg/kcal;
● plafon radiant „Stramax": 0,030 kg/kcal;
● plafon radiant „Soundex": 0,020 kg/kcal.

c. Consumul de metal pentru centrala termică

— încălzirea cu radiatoare: 0,021 kg/kcal;
— încălzirea prin radiaţie:
— plafon radiant „Crittal": 0,0182 kg/kcal;
● plafon radiant „Stramax": 0,0182 kg/kcal;
● plafon radiant „Soundex": 0,0148 kg/kcal.

Pentru întreaga construcţie, consumul de metal este ilustrat în graficele din fig. 5.

Din aceste grafice rezultă că ponderea cea mai mare a consumului de metal o constituie consumul pentru suprafeţele de încălzire. Se poate observa că la sistemul cu plafon radiant „Crittal" consumul de metal este minim, argument în plus care pledează pentru aplicarea acestuia.

Datorită temperaturii reduse a agentului termic, în cazul sistemului cu plafon radiant „Crittal" se poate încerca realizarea suprafeţelor de încălzire cu ţevi din material plastic (asemenea încercări au fost efectuate în R. F. G. cu ţevi din polietilenă clorurată — „Penton", agentul termic avînd temperatura de 74°, la presiuni pînă la 7 atmosfere).

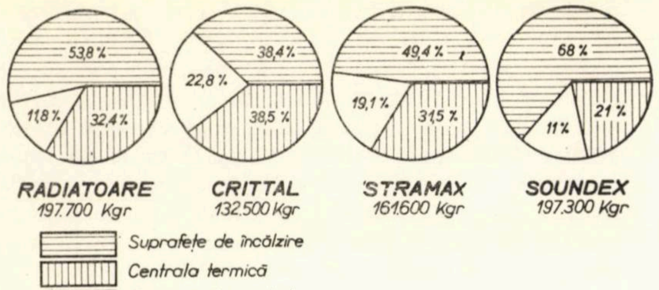


Fig. 5 : Variaţia consumului de metal la diverse sisteme de încălzire

4. VALOAREA INVESTIŢIILOR NECESARE PENTRU REALIZAREA INSTALAŢIEI

La o construcţie, partea de instalaţii reprezintă mai mult decît jumătate din mărimea investiţiei (cca 63%), instalaţia de încălzire avînd o pondere importantă în cadrul investiţiei totale.

La sistemele analizate, conform calculului efectuat după indicatoarele de preţuri în vigoare, indicii de investiţie ar fi următorii :

— sistemul de încălzire cu radiatoare : 0,658 lei/kcal ;

— încălzirea prin radiaţie :

— sistemul cu plafon radiant „Crittal'' : 0,894 lei/kcal ;

— sistemul cu plafon radiant „Stramax'' : 1,368 lei/kcal ;

— sistemul cu plafon radiant „Soundex'' : 1,473 lei/kcal.

Investiţia totală în cazul celor patru sisteme analizate este reprezentată în graficul din fig. 6, din care reiese cu destulă claritate că investiţia totală în cazul sistemelor de încălzire prin radiaţie este mai mare decît la sistemul de încălzire convectiv (cu radiatoare). Aceasta se datoreşte, în primul rînd, unui necesar mare de manoperă pentru confecţionarea suprafeţelor radiante, precum şi utilizării unor materiale costisitoare (folii de aluminiu etc.) la sistemele „Stramax'' şi „Soundex''.

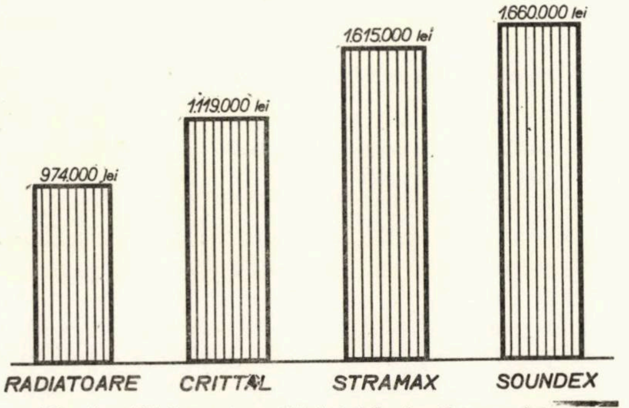


Fig. 6 : Mărimea investiţiei totale la diverse sisteme de încălzire

Faptul că investiţia iniţială pentru sistemul de încălzire prin radiaţie este mai mare poate genera unele reţineri în aplicarea acestuia. Analiza însă mai profundă a tuturor aspectelor ce le implică alegerea uneia sau alteia dintre soluţii va duce în final la concluzii favorabile sistemului radiant.

Ponderea cea mai importantă, în cadrul investiţiei pentru instalaţii de încălzire, o au suprafeţele de încălzire (cca 56% în cazul încălzirii cu radiatoare şi în medie 50% la încălzirea prin radiaţie).

5. MĂRIMEA CHELTUIELILOR ANUALE DE EXPLOATARE ŞI TERMENELE DE AMORTIZARE A INVESTIŢIILOR

Pentru a avea o imagine clară asupra eficienţei unei soluţii de încălzire alese, pe lîngă aspectele pe care le ridică investiţia iniţială, este necesară şi o analiză a urmărilor pe care le are în exploatare alegerea unei anumite soluţii.

Se vor studia în continuare mărimea cheltuielilor de exploatare şi apoi, legat de aceasta, termenele de amortizare a investiţiilor. Cheltuielile de exploatare sînt constituite în principal din :

— cheltuieli pentru combustibil ;

— cheltuieli pentru salariile personalului de exploatare şi întreţinere, precum şi pentru materiale de întreţinere şi reparaţii ;

— cheltuieli pentru energia electrică.

Pe categorii de cheltuieli, valoarea acestora în cazul celor două sisteme este următoarea :

— cheltuielile pentru combustibil (în cazul concret al spitalului din Baia Mare) :

— încălzirea cu radiatoare : 1 219 t/an = = 791000 lei/an ;

— încălzirea prin radiaţie : 1 140 t/an = = 741 000 lei/an ;

— cheltuieli pentru energie electrică :

— încălzirea cu radiatoare : 7 800 lei/an ;

— încălzirea prin radiaţie : 11 800 lei/an ;

— cheltuielile pentru întreţinere le vom considera aceleaşi pentru cele două sisteme (aprox. 43 000 lei/an). În realitate însă, la încălzirea prin radiaţie, datorită suprafeţelor de încălzire ascunse, nu mai este nevoie de revopsire periodică şi de încă o serie de operaţii, ceea ce reduce cheltuielile de exploatare.

Cheltuielile totale de exploatare se pot compara uşor din tabelul următor :

Sistemul de încălzire	Cheltuieli pt. combustibil (lei/an)	Cheltuieli pt. energia electrică	Cheltuieli pt. întreţinere (estimativ)	Total cheltuieli (lei/an)	În % faţă de încălzirea cu radiatoare
Radiatoare	791.000	7.800	43.200	842.000	100
Radiaţie	741.000	11.800	43.200	796.000	94

Rezultă deci că, în cazul încălzirii prin radiație, cheltuielile anuale de exploatare sînt cu cca 6 % mai mici decît în cazul încălzirii cu radiatoare. Aceasta se produce în special datorită sarcinii termice mai mici, adică cheltuielilor mai mici necesare pentru combustibil.

În urma analizei aspectelor legate de investiția inițială și a cheltuielilor de exploatare se va studia în ce fel acestea influențează termenele de amortizare a investiției.

Pentru a avea posibilitatea să se compare termenele de amortizare a celor două cazuri se va considera o singură cotă anuală de amortizare, și anume cea calculată pentru încălzirea cu radiatoare:

$$A = \frac{V_1 + R_c - r}{D} \text{ (lei/an)}$$

în care:

A — cota de amortizare anuală;

V_1 — valoarea inițială;

R_c — valoarea reparațiilor capitale;

r — valoarea reziduală;

D — durata legală de amortizare (exemplu: 10 ani).

Considerînd, pentru simplificarea calculului, că $R_c = r$ rezultă:

— la încălzirea cu radiatoare:

$$A_1 = \frac{V_1}{D_1} = \frac{974\ 000}{10} = 97\ 400 \text{ lei/an}$$

— la încălzirea prin radiație (sistemul „Crittal"), luînd în calcul cota de amortizare de 97 400 lei/an, va rezulta termenul de amortizare:

$$D_2 = \frac{V_2}{A_1} = \frac{1\ 119\ 000}{97\ 400} = 11{,}5 \text{ ani}$$

Dar în cazul încălzirii prin radiație, cota anuală de amortizare se poate majora cu economiile realizate la cheltuielile de exploatare (842 000 — 796 000 = 46 000 lei/an).

Deci: $A_2 = 97\ 400 + 46\ 000 = 143\ 400$ lei/an

Rezultă:

$$D_2 = \frac{V_2}{A_2} = \frac{1\ 119\ 000}{143\ 400} = 8 \text{ ani.}$$

Din analiza tuturor aspectelor pe care le implică aplicarea uneia sau alteia din soluțiile de încălzire se desprind următoarele concluzii finale:

- la construcțiile spitalicești, sistemele de încălzire prin radiație creează condiții superioare de confort termic și de igienă, în primul rînd prin lipsa curenților de aer care să antreneze agenții patogeni. De asemenea, se elimină zonele supraîncălzite ale încăperilor, care duc la statornicirea obiceiului de a aerisi des și pe perioade îndelungate;
- aplicarea sistemului de încălzire prin radiație duce la eliminarea suprafețelor aparente, cu temperaturi ridicate, care duc la inconveniente de ordin estetic;
- datorită fenomenelor termice diferite care au loc la încălzirea prin radiație față de încălzirea cu radiatoare, se pot lua în calcul temperaturi interioare mai mici, deci sarcini termice mai reduse;
- investițiile inițiale mai mari pentru aplicarea sistemului de încălzire prin radiație sînt compensate de economii la cheltuielile anuale de exploatare;
- printr-o dimensionare judicioasă a suprafețelor de încălzire se poate reduce consumul de metal la încălzirea prin radiație (există chiar posibilitatea aplicării țevilor de material plastic datorită temperaturii reduse a agentului termic);
- pe timpul verii, suprafețele radiante pot fi utilizate pentru răcirea încăperilor, posibilitate inexistentă în cazul încălzirii cu radiatoare:
- avantajele încălzirii prin radiație, atît din punct de vedere igienic și al confortului termic, cît și din punct de vedere economic, devin mai evidente în cazul că pereții exteriori ai clădirii au un coeficient de schimb termic redus.

În realizarea practică a sistemului de încălzire prin radiație se întîmpină greutăți datorită următoarelor aspecte:

★ suprafețele de încălzire fiind destul de mari și plasate în plan orizontal, execuția lor trebuie să se facă deosebit de atent și pantele realizate corect pentru a evita formarea unor dopuri de aer, deci necesită mînă de lucru de înaltă calificare și o deosebită conștiinciozitate;

★ pentru evitarea condensului și a pierderilor de căldură suplimentare la ultimul nivel este nevoie de o execuție deosebit de îngrijită a teraselor și o izolație termică corespunzătoare a acestora;

★ datorită faptului că la unele sisteme de încălzire prin radiație (de ex. Crittal) țevile sînt înglobate în beton, se întîmpină greutăți la o eventuală intervenție pentru reparații, de aceea calitatea materialului pentru registrele de încălzire înglobate în plafon trebuie să fie ireproșabilă.

Acestea sînt doar cîteva concluzii, aspectele deosebit de complexe pe care le implică un sistem de încălzire fiind mult mai multe și neputînd fi cuprinse în spațiul unui articol.

Fără a avea pretenții că cifrele prezentate sînt absolute sau că au fost epuizate problemele ce se pun la aplicarea unei soluții de încălzire, prezentul articol poate constitui însă o pledoarie pentru aplicarea cu mai mult curaj a soluțiilor noi, chiar cu titlu experimental pentru început.

NOTE

LISTE TIP ALE C.I.B. (C.I.B. MASTER LISTS)

pentru stabilirea (elaborarea) documentelor tehnice de informaţii asupra construcţiilor, elementelor de construcţie, produselor, materialelor şi serviciilor

Consiliul Internaţional al Construcţiilor pentru Cercetare, Studii şi Documentare — C. I. B. — a publicat în limba engleză noua ediţie a listelor tip (C. I. B. MASTER LISTS). Aceste liste înlocuiesc prima ediţie a listei tip de proprietăţi ale materialelor şi elementelor de construcţie, publicată de C. I. B. în 1964.

Noua ediţie, mult mai extinsă, a fost pusă la punct în cadrul comisiei de lucru C. I. B. W 31, prezidată de Ingvar Karlén, directorul Centrului de construcţii din Suedia, cu colaborarea reprezentanţilor institutelor de cercetări membre ale C.I.B. din 17 ţări, pe baza cunoştinţelor şi experienţei tehnice a acestora.

Aceste liste constituie un ghid pentru elaborarea unitară şi sistematizarea conţinutului documentelor tehnice (instrucţiuni, prospecte, cataloage, proiecte tip, prescripţii etc.) care furnizează informaţii asupra construcţiilor, elementelor lor componente şi materialelor de construcţie.

Listele sînt alcătuite astfel încît informaţiile asupra fiecărui produs să fie date într-un mod practic pentru utilizator, permiţînd evaluarea performanţelor produselor pe baza datelor furnizate.

Ediţia din 1972 cuprinde cinci liste separate pentru :

- construcţii (clădiri)
- elemente de construcţie
- produse (echipamente)
- materiale
- servicii (sisteme pentru furnizarea de energie, apă, evacuare gunoi, transport etc.).

Fiecare listă este divizată în douăsprezece secţiuni, avînd aceeaşi structură, dar cu conţinut specific fiecărei liste :

0. Documentaţie, scop şi informaţii pentru clasificare
1. Identificare (denumire, prezentare generală)
2. Descriere (alcătuire, caracteristici etc.)
3. Condiţii de mediu (climă), amplasament şi utilizare (exploatare)
4. Caracteristici privitoare la comportare şi utilizare (exploatare)
5. Aplicare (domeniu de folosire). Proiectare
6. Execuţie (pe şantier). (*Instrucţiuni pentru executant*)
7. Punere în funcţiune. Întreţinere conservare. (*Instrucţiuni pentru utilizator*)
8. Preţuri şi condiţii de vînzare
9. Desfacere (livrare)
10. Servicii tehnice (reparaţii, consultaţii, urmărire)
11. Referinţe (exemple în funcţiune, bibliografie).

Pentru fiecare listă se dau note explicative privind utilizarea.

Listele tip elaborate de C. I. B. prezintă un interes deosebit, nu numai pentru industria materialelor de construcţie şi pentru organizaţiile de construcţii şi proiectare, dar şi, mai ales, pentru unităţile şi specialiştii care elaborează regulamente de construcţii, prescripţii, norme, certificate de atestare şi documente de performanţă, cît şi pentru cele care aprobă şi publică asemenea documente.

De asemenea, folosirea acestor liste uşurează schimbul de documentaţie tehnică între ţările membre ale C.I.B. şi stimulează cooperarea internaţională în domeniul construcţiilor.

Ing. **Mircea Lupan**

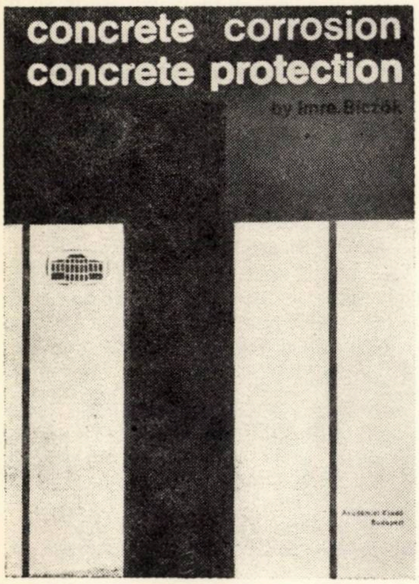
RECENZII

Imre Biczok

CONCRETE CORROSION
CONCRETE PROTECTION

Coroziunea şi protecţia betonului

Budapesta, Akademiai Kiado, 1972
546 pag., 172 fig., 84 tabele



Lucrarea specialistului maghiar, dr. în ştiinţe Imre Biczok, reprezintă o nouă ediţie, revizuită şi extinsă, a cărţii cu acelaşi titlu publicată în ediţii succesive începînd din anul 1956, în diferite limbi (o ediţie în limba maghiară în 1956, două ediţii în germană în 1960 şi 1968, două ediţii anterioare în engleză în 1964 şi 1967, o ediţie în română în 1966 şi o ediţie în spaniolă în 1971).

Faţă de ediţiile anterioare, inclusiv faţă de cea publicată în 1966 de Editura tehnică în ţara noastră, acestă nouă ediţie în engleză se prezintă cu îmbunătăţiri substanţiale în ce priveşte conţinutul (completări cu prevederi ale unor prescripţii recente din diferite ţări, noi date experimentale, tratarea problemelor de coroziune ale unor construcţii speciale, ca turnuri de răcire şi coşuri etc.).

De asemenea, sînt de remarcat unele reorganizări avantajoase ale materialului lucrării. Astfel, în ediţiile precedente, prezentarea aspectelor fenomenologice pentru fiecare tip de coroziune era urmată de indicarea măsurilor de protecţie corespunzătoare, pe cînd în noua ediţie tratarea ansamblului aspectelor fenomenologice este grupată într-un capitol separat (cap. IV), iar recomandările practice pentru protecţia anticorosivă a betonului sînt cuprinse în capitolul următor (cap. V), ceea ce favorizează folosirea cărţii de către proiectanţi şi specialiştii din execuţie. Desigur, o dată cu aceasta au apărut unele repetări inevitabile (ca, de exemplu, reamintirea repetată a importanţei compactităţii pentru rezistenţa la diversele tipuri de coroziune), care însă nu sînt supărătoare.

În forma actuală, cartea are următorul cuprins :

— Introducere

— Cap. I — Componenţii de bază ai betonului

— Cap. II. — Apa freatică

— Cap. III — Cercetarea coroziunii betonului

— Cap. IV — Teoria coroziunii betonului simplu şi a betonului armat.

— Cap. V — Protecţia betonului şi a armăturii

— Cap. VI — Discuţie detaliată a măsurilor de protecţie.

Primele trei capitole, prezentînd o serie de îmbunătăţiri, reproduc totuşi, în măsură însemnată, prevederile ediţiilor precedente.

Această primă parte a lucrării cuprinde :

— Prezentarea principalelor date privind componenţa betonului (armături, agregate, apă de amestec), cu discutarea aspectelor specifice legate de acţiunile corosive asupra betonului (cap. I).

— O succintă prezentare a metodelor de cercetare a datelor privind apa freatică (cap. II).

— Trecerea în revistă a cercetărilor efectuate în diferite ţări privind coroziunea betonului şi a metodelor de cercetare a acesteia în condiţii de laborator şi *in situ* (cap. III).

Osatura principală a cărţii este constituită de capitolele IV şi V.

Aspectele teoretice ale coroziunii betonului şi armăturii sînt tratate pe larg, după cum s-a menţionat, în cap. IV, în care diferitele tipuri de coroziune sînt examinate succesiv, prezentarea fiind sistematică şi bazată pe datele cele mai recente. Este de remarcat şi introducerea unui paragraf privind efectele corosive ale apei de mare, bazat exclusiv (după cum arată autorul în prefaţă) pe date din literatură.

Capitolul V, cel mai amplu al lucrării (cca 150 pagini), conţine, după cum s-a arătat, recomandările practice pentru prevenirea coroziunii betonului şi armăturii, ordonate după tipurile de coroziune. Autorul reproduce unele din recomandările cuprinse în prescripţii oficiale germane, sovietice, americane, maghiare ş. a. şi ale unor autori pe care le însoţeşte de propriile sale comentarii. Se prezintă şi unele probleme de coroziune a unor construcţii speciale (coşuri de fum, turnuri de răcire, baraje, canale şi conducte, îmbrăcăminţi de drumuri şi altele).

Ultimul capitol (cap. VI) tratează în amănunt diferitele măsuri de protecţie a betonului, împărţite de autor în *protecţie pasivă* (asigurarea unei compoziţii şi structuri corespunzătoare prin selectarea componenţilor şi compactarea potrivită a betonului, tratarea superficială, protejarea, prin aplicarea de îmbrăcăminţi şi placaje de diferite tipuri) şi *protecţie activă* (eliminarea apei agresive prin coborîrea nivelului apei freatice, folosirea electroosmozei, neutralizarea apei pe cale chimică sau biologică). La sfîrşitul capitolului sînt date şi unele scurte indicaţii privind repararea construcţiilor deteriorate prin coroziune.

În anexa la lucrare este reprodus conţinutul unor prescripţii din R. F. G. (DIN 4030, November 1969) privind aprecierea agresivităţii asupra betonului a diverse lichide, terenuri şi gaze.

Lucrarea se încheie cu o bogată bibliografie şi cu un index alfabetic foarte util.

Beneficiind deopotrivă de o foarte vastă documentare (în cadrul căreia remarcăm locul de cinste acordat lucrărilor regretatului nostru profesor Al. Steopoe) şi de propria experienţă a autorului, lucrarea cuprinde o mare bogăţie de date, atît în ce priveşte prezentarea fenomenelor, cît şi măsurile practice recomandate, ilustrate prin exemple, grafice, tabele, figuri etc. Prezentarea sistematică şi claritatea generală a exprimării permit, pe de o parte, asimilarea fără dificultate a materialului şi, pe de alta, asigură o folosire comodă a lucrării pentru specialiştii din proiectare şi execuţie.

Meritele incontestabile ale acestei excelente lucrări, perfecţionările aduse ediţiei de faţă, importanţa deosebită pentru practică a tematicii tratate, o recomandă din nou atenţiei specialiştilor din ţara noastră, care se vor arăta desigur interesaţi de această nouă versiune a unei lucrări pe care au apreciat-o încă de la ediţia publicată în limba română.

Prof. dr. ing. **Dan F. Dumitrescu**

Edvard B. Grunau

DIE VERBLENDFASSADE

VERKLEIDUNG DER AUSSENWAND MIT KERAMISCHEN PLATTEN, ZIEGELN, KALKSANDSTEINEN, NATURSTEINEN UND ANDEREM MATERIAL

Fațada placată

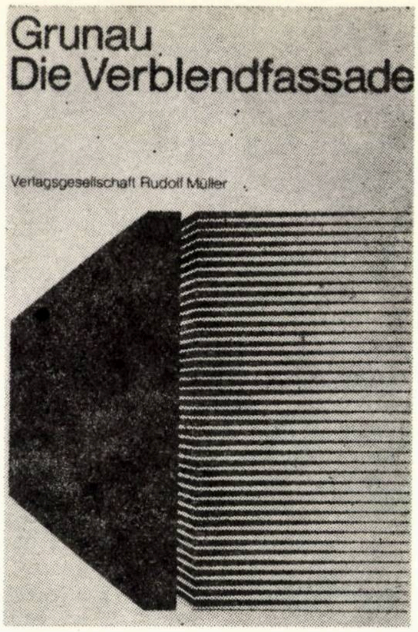
Placarea fațadelor cu plăci ceramice, cărămizi aparente, plăci de piatră naturală și din alte materiale

Köln—Braunsfeld, Ed. Rudolf Müller, 1972
122 pag., 166 fig., 7 tabele

Ultima lucrare a dr. rer. nat. Edvard Boris Grunau din Düsseldorf (Republica Federală a Germaniei) referitoare la o serie de fenomene funcționale ale fațadelor, care au mai fost expuse anterior într-o altă lucrare a acestui specialist, intitulată ,,*Bilanțul umidității* (*regimul hidrologic*) *al fațadelor*''.

Autorul analizează aceste fenomene funcționale (încărcarea cu apă prin absorbție, aderența finisajelor, regimul hidrologic, difuziunea vaporilor de apă etc.) în funcție de natura placajelor cu care se îmbracă fațadele (placaje din plăci de piatră naturală, placaje din plăci de beton cu fața mozaicată, plăci ceramice smălțuite, plăci de sticlă etc.). Explicarea fizico-chimică a fenomenelor funcționale ale fațadelor, autorul o face cu ajutorul a diferite relații teoretice și stabilite experimental, concretizate în unele cazuri și cu exemple de calcul foarte apropiate de ceea ce se întîmplă în practică.

Efectele fenomenelor funcționale asupra placajelor fațadelor, rezultate în urma exploatării acestora, sînt bine ilustrate în întreaga lucrare prin numeroase fotografii, din care se văd și eventualele avarii care apar, și se pot trage și concluzii privind evitarea în viitor a acestor avarii.



Specialitatea de bază a autorului (doctor în fizica și chimia construcțiilor) i-a permis acestuia să facă, pe parcursul lucrării, o serie de considerații asupra obținerii unei durabilități sporite a placajelor de fațadă, precum și o serie de comparații atît cu fațade realizate acum aproape 2000 de ani (în imperiul roman), cît și cu fațade realizate acum 300—400 ani și chiar la începutul secolului XX.

Autorul, care este șeful unui laborator de specialitate (fizica și chimia finisajelor) din cadrul B.D.B (Bund Deutscher Baumeister) a reușit să elaboreze o lucrare cuprinzătoare, care reflectă stadiul actual al cunoștințelor, cu aplicare în practica curentă a construcțiilor.

Lucrarea cuprinde 5 capitole. În cap. 1 autorul face o scurtă introducere în problema placajelor de fațadă și arată o serie de exemple de ziduri finisate și nefinisate, executate în decursul timpului (de 2000 de ani încoace), făcînd o serie de observații asupra modului cum au rezistat acestea în timp.

În cap. 2 și 3, care sînt capitolele de bază ale lucrării, autorul prezintă problema placajelor din plăci ceramice, respectiv din piatră naturală, din punctul de vedere al funcționalității lor fizico-chimice în ansamblul construcțiilor, precum și din punctul de vedere al concluziilor care se desprind din exploatarea acestor placaje, concluzii de care trebuie să se țină seama în proiectarea construcțiilor.

În cap. 4 se prezintă teoria micromișcărilor fațadelor și posibilitățile care există în prezent pentru absorbția acestor micromișcări. În acest sens, autorul reliefează rolul rosturilor dintre plăcile de placaj, în funcție de materialele utilizate pentru montarea lor, stabilind totodată și reguli de dimensionare; regulile de dimensionare a rosturilor se bazează pe dilatările termice și contragerile materialelor utilizate la executarea fațadelor.

Ultimul capitol al lucrării (cap. 5) este un scurt rezumat al lucrării, în care se scoate în evidență interdependența care trebuie să existe între diferitele materiale care alcătuiesc fațada, interdependență care trebuie să fie optimă pentru asigurarea unei bune comportări a fațadelor în condiții de exploatare.

În general, lucrarea lui Edvard Boris Grunau se caracterizează prin faptul că nu face apel la teorii și formule complicate, ci pune accentul pe problemele practice, care pot apărea în timpul exploatării fațadelor placate cu plăci din diferite materiale, și consider că tocmai acest mod de tratare o face foarte utilă pentru cei preocupați de realizarea unor placaje de fațadă economice și cu durabilitate mare în timp. Traducerea lucrării în limba română ar fi de un real folos inginerilor constructori și arhitecților.

Ing. **Florin Gheorghiu** — INCERC

J. E. Holmstrom, M. Fickelson, D. Jejcic

TRILINGUAL DICTIONARY FOR MATERIALS AND STRUCTURES

Dicționar în trei limbi pentru materiale și structuri

Oxford, Pergamon Press, 1971
947 pag. (8063 termeni)

Lucrarea este redactată sub egida RILEM și cu asistența financiară a UNESCO și reprezintă un dicționar în limbile engleză, franceză și germană pentru materiale de construcții și structuri de rezistență.

În prima parte, termenii, împreună cu definițiile lor și cu unele explicații auxiliare, date în cele 3 limbi, sînt grupați pe capitole tematice ,,pe verticală'' și ,,pe orizontală'', după cum urmează:

— Pe verticală: A. Generalități: B. Metale. C. Ciment și beton. D. Materiale silicioase, calcaroase și argiloase. E. Pămînturi. F. Lemn. G. Alte materiale organice. H. Apă.

— Pe orizontală: 1. Materiale. 2. Fabricație (utilaje și proces de fabricație). 3. Proprietăți și fenomene. 4. Măsurători și încercări. 5. Aplicații în construcții.

La intersecțiile celor două grupuri de capitole se găsesc paragrafele tematice conform tabelului de mai jos:

Capitolul	1	2	3	4	5
A	DA	DA	DA	DA	DA
B	DA	DA	DA	DA	DA
C	DA	DA	DA	DA	DA
D	DA	DA	DA	DA	DA
E	DA	DA	DA	—	—
F	DA	—	DA	—	DA
G	DA	DA	DA	DA	—
H	DA	—	—	—	—

În cadrul fiecărui paragraf, termenii sînt dați în ordinea alfabetică din limba engleză. Fiecare termen poartă un număr de ordine, numerele mergînd în continuare pe toată lucrarea. De exemplu, expresia ,,efort unitar'' apare la paragraful de la intersecția capitolelor A (Generalități) și 3 (Proprietăți și fenomene), cu numărul de ordine 0585 şi se prezintă în felul următor :

0585 Stress : The intensity of the internal distributed forces (resulting from an externally applied force) which resist a change in the form of a body, measured in force per unit area of cross section, e. g. as pounds per square inch (in US and for reinforced concrete in GB), tons per in^2 (in GB) or kg per cm^2 or per mm^2. (Note that 1 kg per cm^2 = 14.2233 pounds per in^2).

Contrainte — Effort unitaire — Tension — Taux de travail L'intensité des forces réparties internes (provoquées par un effort appliqué de l'extérieur) qui résistent à la variation de forme d'un corps. Cette intensité est mesurée en effort par unité de surface dans une coupe, p. ex. livres par pouce carré (en US, et pour le béton armé en GB), tonnes britanniques par pouce carré (en GB) ou kg par cm^2 ou par mm^2. (À noter que 1 kg/cm^2 = 14,2233 livres par pouce carré).

Spannung Grösse der inneren, von äusserer Beanspruchung hervorgerufenen Kräfte, die der Formänderung eines Körpers widerstehen. Diese Grösse wird in Krafteinheit pro Flächeneinheit des Querschnitts gemessen, z. B. Pfund pro Quadratzoll (in US und für Stahlbeton in GB), britische Tonne pro Quadratzoll (GB) oder in kg/cm^2 oder kg/mm^2. (Bemerkung : 1 kg/cm^2 = = 14,2233 Pfund pro Quadratzoll).

În partea a doua, cuvintele sînt reluate, de data aceasta în fiecare limbă în parte, în ordine alfabetică, arătîndu-se la fiecare numai numărul de ordine la care poate fi găsit în prima parte.

Lucrarea, remarcabilă prin modul ei de organizare şi prin faptul că nu reprezintă numai un dicţionar în limitele stricte ale necesităţilor traducerii, ci conţine şi definiţiile corespunzătoare, este deosebit de valoroasă.

Desigur, aşa cum arată pe bună dreptate chiar în prefaţă R. L'Hermite, secretarul general al RILEM, un dicţionar se mai pretează totdeauna la completări şi îmbunătăţiri. Este şi cazul lucrării de faţă. Unele expresii cunoscute ca dificil de tradus nu figurează, ca de exemplu termenul german „Flächentragwerk"; de asemenea, lipsesc unele expresii de largă circulaţie în calculul structurilor, cum ar fi „calcul la stări limită", „conlucrare spaţială" şi altele. S-ar mai putea discuta şi asupra unor definiţii, între care chiar cea dată exemplificativ mai sus. Toate acestea nu micşorează însă valoarea excepţională a lucrării în ansamblul ei, care constituie un preţios auxiliar în activitatea de documentare tehnică şi în acelaşi timp reprezintă un început şi un model demn de urmat.

Conf. dr. ing. **Radu Agent**

Timp de 9 zile
la Hanovra
maşini de construcţii
moderne, de mare randament

Tîrgul de la Hanovra prezintă în funcţiune ceea ce colectivul de construcţie execută şi mai eficient. Prezintă ceea ce ajută la rezolvarea raţională a sarcinilor crescînde ale economiei construcţiilor.
Tîrgul de la Hanovra: Bursa internaţională de informaţii.
Centru de luări de contacte. O privire de ansamblu pentru compararea cu produsele concurenţei; pentru discuţii cu specialiştii şi formarea de opinii; pentru cunoaşterea a ceea ce este nou şi a ceea ce s-a afirmat în domeniul dv. şi în domeniile secundare, cum este tehnica transporturilor, construcţia de autovehicule, tehnica construcţiilor şi pompe.
Hanovra: Prezintă noutăţile fiecărui an. Căci în primăvara anului 1973 s-au produs progrese faţă de anul 1972.

Maşini şi instalaţii pentru construcţii supra şi subterane, construcţii terasiere şi miniere, pentru construcţia, întreţinerea şi repararea şoselelor, pentru construcţia ansamblurilor de linii, pentru industria cimentului, a varului şi a cretei, instalaţii şi tipare pentru executarea de materiale de construcţii şi elemente prefabricate, maşini pentru industria rocilor naturale, a ceramicii şi a sticlei.

Vă rugăm să solicitaţi lista expozanţilor de la Deutsche Messe und Ausstellungs-AG, 3 Hannover-Messegelände,

Tel. (0511) 891; telex: 09 22 728

Tîrgul din Hanovra 73

joi 26 aprilie pînă vineri 4 mai 1973

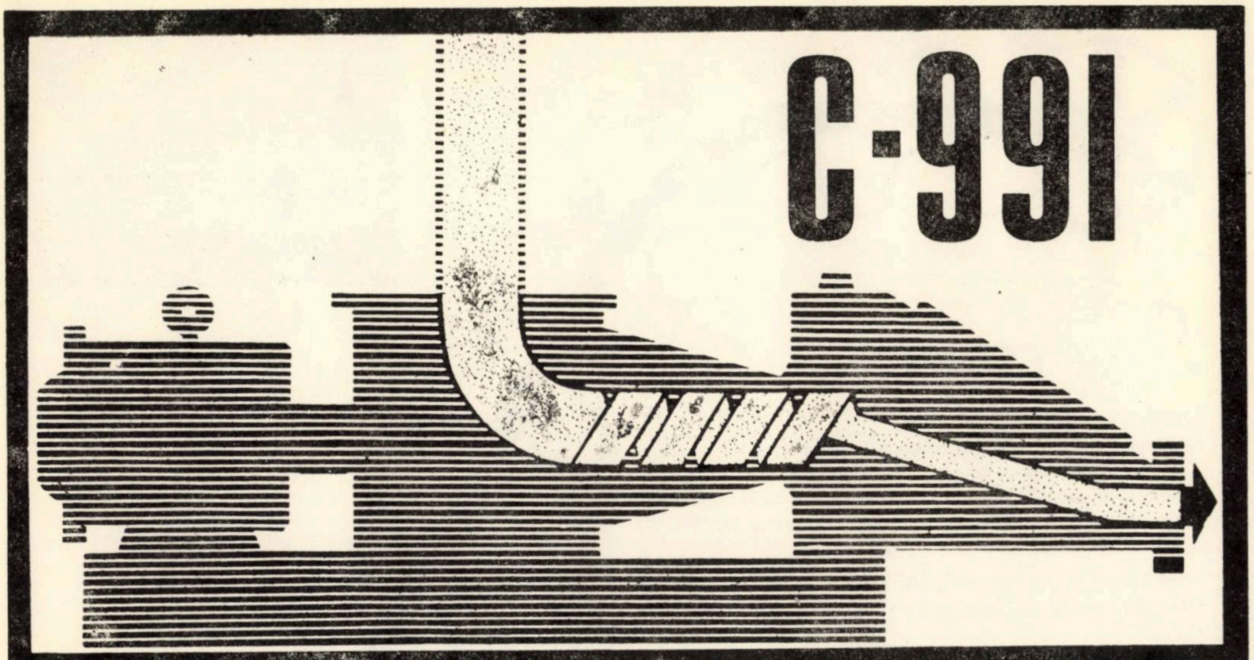
Recomandări pentru autori

Inginerii constructori din cercetare, învățămînt, proiectare și execuție, care trimit articole spre publicare, sînt rugați insistent să țină seamă de următoarele:

TEXTUL	● nici un articol care reproduce lucrări sau părți esențiale ale unor lucrări ale autorului apărute anterior în țară nu va fi publicat în revistă; ● articolul va fi trimis în **două** exemplare dactilografiate la două rînduri (*nu se primesc materiale scrise pe foiță*); ● articolul nu va depăși **10—12** pagini;
ILUSTRAȚIA	● figurile care ilustrează articolul vor fi desenate pe calc, în tuș negru **nediluat**, pe format de 18 × 24 cm maximum, cu respectarea prevederilor STAS 6523—62(§3.2); ● fotografiile care însoțesc, eventual, articolul vor fi pe hîrtie lucioasă (format 9×12 minimum) și vor avea definiție bună și contrast cît mai puternic; în cazul în care felul cum trebuie așezată fotografia nu reiese evident din subiectul fotografiat, se va indica marginea superioară printr-o săgeată, pe reversul fotografiei; ● explicațiile materialului ilustrativ se vor scrie separat de textul articolului, iar pe reversul fiecărei figuri sau fotografii se va indica numărul corespunzător trimiterii din text;
FORMULELE	● formulele care cuprind litere grecești sau alte simboluri, ce nu există pe claviatura mașinii de scris, vor fi scrise de mînă foarte citeț; ● indicii și exponenții vor fi plasați cu toată atenția ca atare astfel încît să nu fie posibilă nici o confuzie;
BIBLIOGRAFIA	● bibliografia articolului va cuprinde: numele și prenumele (în această ordine) autorului lucrării consultate și titlul lucrării (în limba originală, dacă lucrarea nu a fost tradusă în l. română); apoi — dacă este vorba de o carte: localitatea unde s-a publicat, editura, anul apariției; dacă este vorba de o revistă: titlul revistei (în original), țara unde apare, numărul și anul apariției;
REZUMATUL	● pe o foaie separată se va prezenta un rezumat de maximum 10 rînduri al articolului, acest rezumat urmînd a fi tradus de redacție în limbile engleză, franceză, germană și rusă;
AUTORUL	● articolul va fi iscălit cu prenumele întreg (nu cu inițiale) și numele autorului sau autorilor, sub care se va nota locul de muncă; ● pe copia articolului, la sfîrșit, se vor nota clar adresa și numărul de telefon unde redacția poate lua contact cu autorul.

Programarea articolelor acceptate spre publicare va fi făcută în funcție de spațiul disponibil pentru materia de specialitate respectivă și ținîndu-se seama de data primirii la redacție a formei finale a articolului.

Manuscrisele neacceptate spre publicare nu se restituie autorilor.

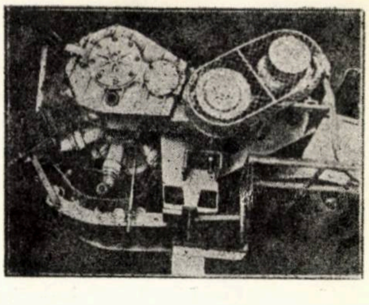


POMPA PNEUMATICĂ CU ŞURUB S-991

- transportă cimentul prin orice fel de țevărie, cu un debit de 36 m^3/h
- își găsește o perfectă utilizare atît în fabricile de ciment, cît și în centralele de beton fluid sau de prefabricate din beton armat
- asigură livrarea betonului pe distanțe de pînă la 200 m pe orizontală și 30 m pe verticală
- demn de reținut este puținul loc pe care îl ocupă, ceea ce permite utilizarea ei și în spatii foarte restrînse.

MACHINOEXPORT
SSSR·MOSKVA

PUBLICOM



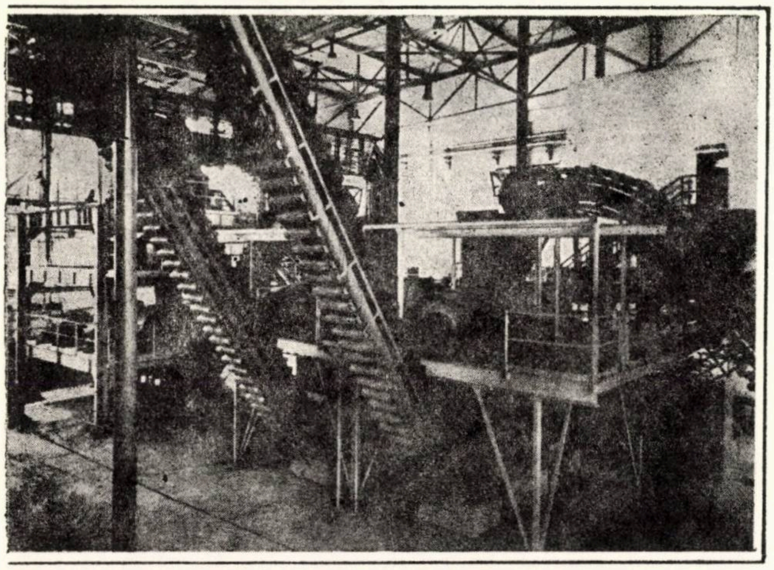
ECONOMIE DE SPAȚIU

se realizează cu această instalație pentru prepararea materiei brute într-o fabrică de cărămizi din Cehoslovacia. Instalația constă din două linii tehnologice paralele, care funcționează alternativ, avînd fiecare o producție de 30 t/h.

Instalația impresionează de la prima vedere prin structura unică, autoportantă, a conveierului.

Conveierele tip SD cu pantă repede

facilitează, printr-o înclinare într-un unghi neobișnuit de mare (45° la 60°), o exploatare mai economică a spațiului de lucru—cu peste o treime față de conveierele clasice.



Cel mai interesant este însă principiul de funcționare a instalației. Materialul este transportat în buzunarele formate din faldurile benzii transportoare. La punctul de descărcare, banda se întinde și faldurile dispar, banda fiind curățată, în același timp, printr-un dispozitiv brevetat, simplu dar foarte eficace. Aceasta prezintă un mare avantaj cînd se lucrează cu materiale aderente.

Proiectanții noștri știu cum să pună în practică cu promptitudine orice noutate tehnică. Iată de ce toate instalațiile complete, liniile tehnologice de producție ca și utilajele separate, livrate de Pragoinvest pentru industria cărămizilor, sînt totdeauna în fruntea progresului industrial contemporan.

PRODUCĂTOR:

PŘEROV MACHINERY

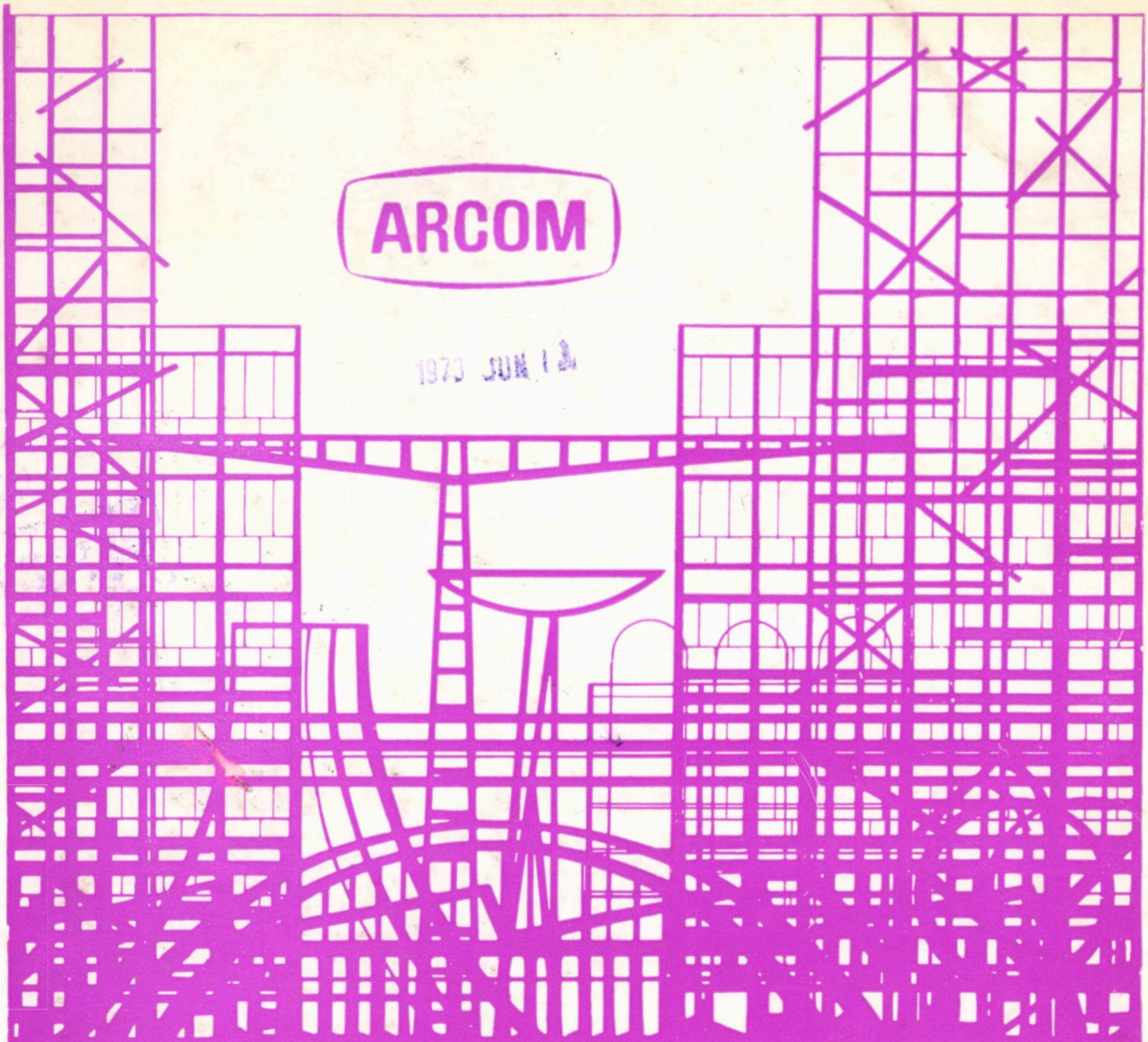
EXPORTATOR:

pragoinvest

Praga 9, Ceskomoravska 23
CEHOSLOVACIA

PUBLICOM

1973 JUN 14



ENGINEERING

surveys • design • assistance
industrial and civil work
• erection mechanical and
electrical installations

ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCŢII - MONTAJ
ROMANIAN CONSTRUCTION AND ERECTION COMPANY

91—93, Calea Victoriei, Sector 1, Bucharest, ROMANIA
Telephone: 14.98.33 . Telex: 490
Telegrams: ARCOM — Bucharest

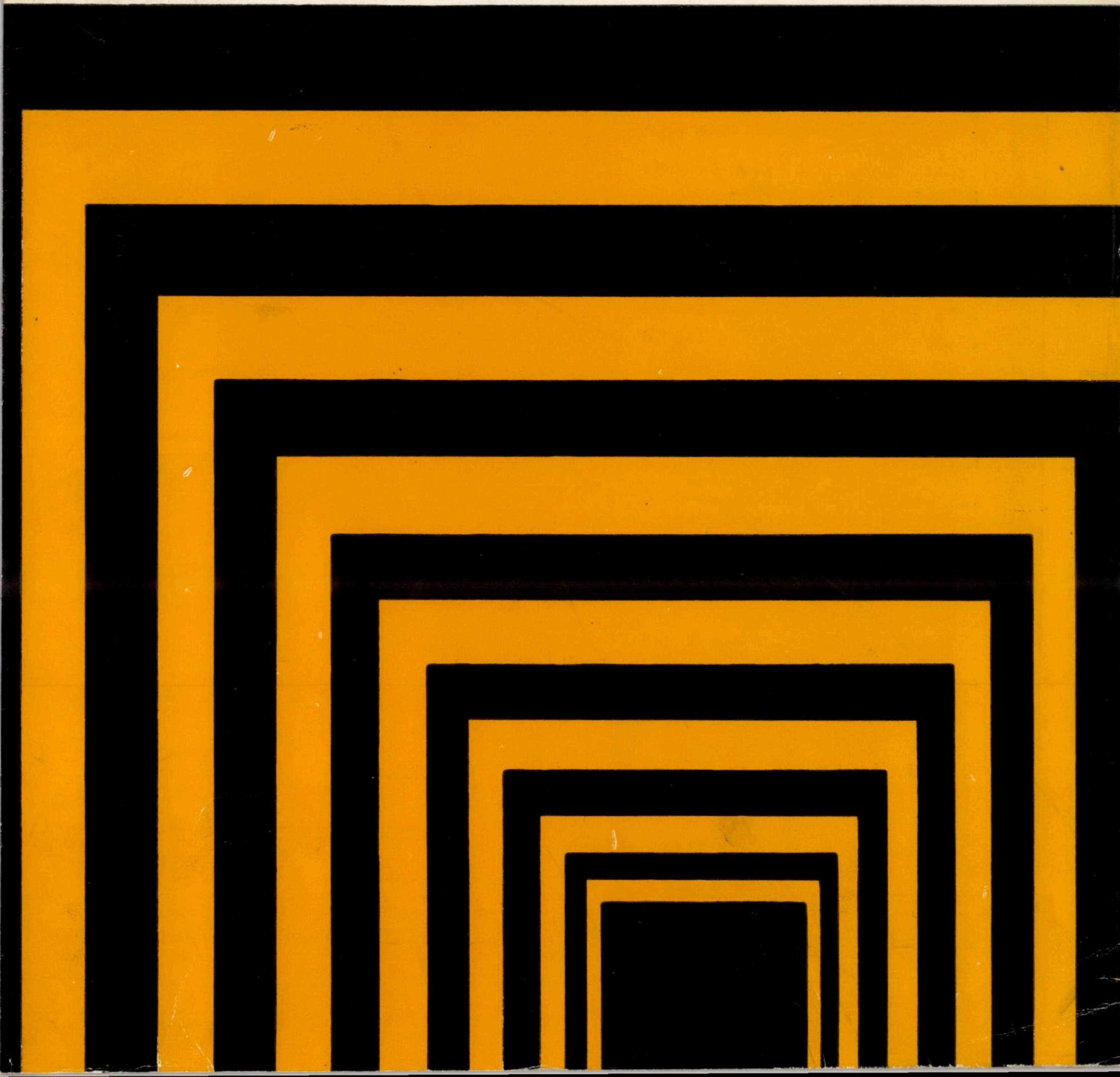
Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1973, conform aprobării D.P.D.P. nr. 137/578/1973

E 1688
R

CONSTRUCȚII

[illegible]

4 ◻ 1973



INSTALAŢII COMPLEXE
EXTINDERI

pentru arderea pietrei de var cu granulaţia pietrişului

cercetarea zăcămîntului • elaborarea tehnologiilor

automatizarea proceselor de fabricaţie

În această fabrică de var se prelucreaza piatră de var cu granulaţia de pînă la 10 mm după procedeul de ardere a pietrei de var avînd granulaţia pietrişului. Tratamentul termic se face în două linii de cuptoare încălzite cu păcură, fiecare constînd dintr-un preîncălzitor vertical (construcţie Prerov Machinery), un cuptor rotativ şi un răcitor vertical.

De la punerea în funcţiune, instalaţia prezintă următoarele rezultate:

Productivitatea fiecărui cuptor

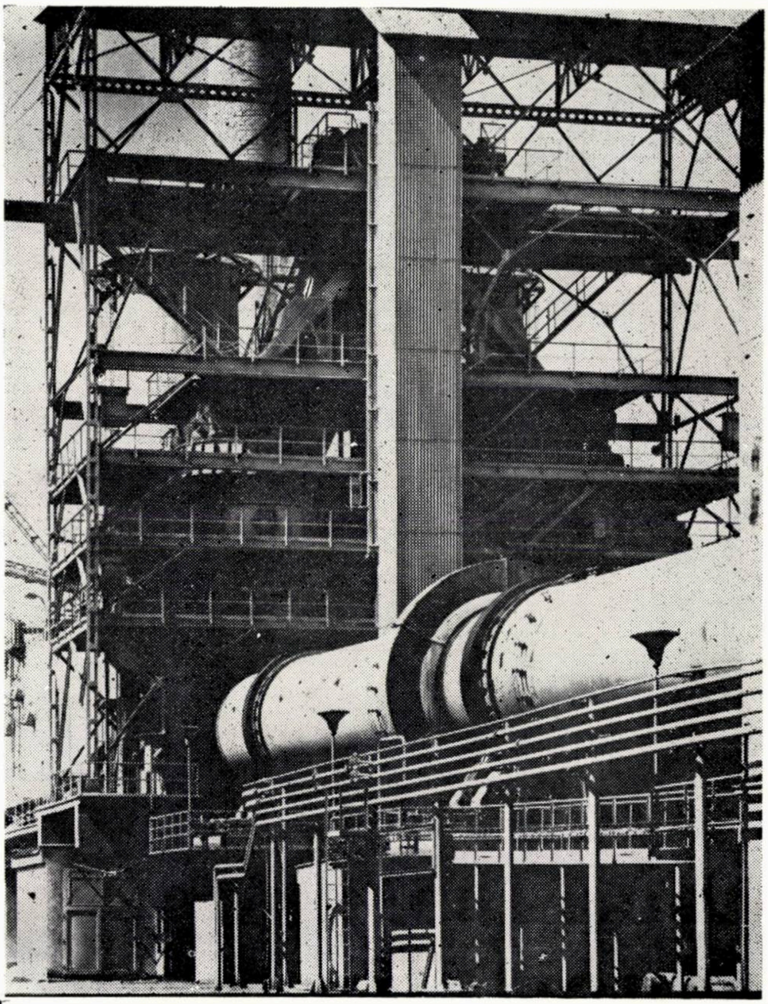
garantată	250 t/zi
medie	275 t/zi
atinsă	300 t/zi

Necesarul de combustibil

garantat	1250 kcal/kg
realizat	1160 kcal/kg

. . . realizîndu-se deja - la o valoare medie de 0,8% - pînă la 0,5% material nears.

Cu maşinile, liniile tehnologice şi instalaţiile complexe livrate de PRAGOINVEST se realizează productivităţile garantate - ele putîndu-se chiar majora printr-o deservire corespunzătoare. Folosiţi ocazia pentru a vă rezolva problemele de ardere în mod rentabil cu ajutorul unor specialişti experimentaţi.



Producător:

PREROV MACHINERY

Exportator:

pragoinvest
Praga 9, Ceskomoravská 23
Cehoslovacia

CONSTRUCTII

Nr. 4/1973
ANUL XXV

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

CUPRINS

Ing. Iuliu HOSU

Cîteva aspecte ale proiectării halelor industriale monobloc pentru industria construcțiilor de mașini 1 C

Ing. Emilian BAICULESCU

Construcții speciale pentru fabricile de ciment: Fundațiile cuptoarelor de clincher de 3 000 t/zi. 4 C

Prof. dr. Ing. Virgil FOCȘA ing. Nicolae GIUȘCĂ

Acoperiș-terasă ventilat natural 11 R

Ing. Ionel ROTH

Instalațiile de radioamplificare, televiziune și traducere simultană la hotelul „Intercontinental" din București 19 C

Ing. Oreste VOROBCIUC, ing. Gerhardt LIESS, ing. Gheorghe GEORGESCU, ing. Simona HIRSCHENSOHN R

Creșterea gradului de prefabricare a lucrărilor edilitare din capitală 26

Ing. Ion TRÎMBIȚAȘU

Procedeu de sporire a productivității muncii de elaborare a proiectelor de execuție pentru construcții prin modificarea tehnicii de redactare a desenelor 37 C

Mihai MACAVESCU

Ergonomia și munca proiectantului 48 C

RECENZII

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACȚIE:

Ing. EM BAICULESCU

Acad. prof. ing. ȘT. BĂLAN

Acad. prof. ing. A. BELEȘ

Ing. T. LIGAN

Ing. CĂLIN DAN

Ing. R. CIOROIU

Ing. C. DIACONU

Prof. dr. D. DUMITRESCU

Ing. V. DUMITRESCU

Ing. D. ELIADE

Dr. ing. I. FĂCĂOARU

Prof. dr. V. FOCȘA

Ing. D. GHIȚESCU

Ing. MIRCEA IATAN

Ing. PANAIT IONESCU

Ing. N. LASZLO

Prof. ing. D. MATEESCU

Ing. HERCULE MĂNESCU

Prof. ing. M. MIHAILESCU

Ing. I. NEAGU

Ing. R. NEGRU

Ing. D. NICULESCU

Ing. T. PATELLI

Ing. M. POPOVICI

Ing. M. RAMBA

Ing. ȘT. RĂDVAN

Ing. M. SIMNICEANU

Prof. ing. I. STĂNCULESCU

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU

Ing. A. STĂNESCU

Ing. A. TACORIAN

Ing. I. TORINGHIBEL

Ing. I. VASILESCU

Ing. M. VERNESCU

Ing. P. VERNESCU

REDACTOR RESPONSABIL:

Ing. M. LUPAN
director adjunct științific, INCERC

EDITOR:

CENTRUL DE DOCUMENTARE
PENTRU CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ
ȘI SISTEMATIZARE

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

București, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuța poștală nr. 2980, Of. poștal 22, Tefefon : 16 49 14

ȘEFUL REDACȚIEI: *Alexandru Țînțăreanu*

REDACTORUL EDIȚIEI: *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACȚIE: *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I. P. Informația — str. Brezoianu nr. 23 — București

ABSTRACTS

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

I. HOSSU : Some aspects concerning monobloc industrial halls design for the machine-building industry

The production processes of the machine-building industry take place within industrial halls, among which the single-level ones, endowed with overhead cranes, are the most numerous. The most frequently used spans are those of 15 and 24 m, and bays of 6 and 12 m.

With the aim of building industrial halls as economically as possible, and of ensuring the highest possible degree of industrialization, reinforced concrete and prestressed reinforced concrete semi-fabricated elements are envisaged wherever possible.

A supplementary potential source of economy could be also a wider range of typodimensions of elements by adapting some intermediate bays and especially spans, thus achieving important area reductions in the case of technological flows running on technologic lines of set lengths.

EM. BAICULESCU : Special constructions for cement mills : 3000 t/day klinker kiln foundations

The article deals with an original method of determining the stresses which the cement kilns exert on their foundations. Starting from the fact that these stresses cannot be rigorously determined, the limit stresses that are never to be exceeded are presented. In conclusion, the conception of building the foundations as a structure adequate to this limit stage of stress is outlined.

V. FOCŞA, N. GIUŞCĂ : Naturally — ventilated flat-roof

The paper deals with the theoretical study and full-scale tests results, concerning the hygrothermic features and behaviour of the structures with naturally — ventilated flat roofs. In these structures the ventilation is made through a net of ducts disposed on the whole roofing surface, on the top of the thermoinsulation, provided to contact the outside air at the attic level, and through a central area provided with draft chimneys for the discharge of damp air.

The advantages of the wholly prefab ventilated flat roof structures in comparison with the traditional structures are underlined.

I. ROTH : Radio amplification, t.v. and simultaneous translation installations at the „Inter-continental" Hotel in Bucharest

The paper presents the description and functioning of the broadcasting, radio amplification, simultaneous translation, common aerial for radio and T.V. programs, paging service and closed-circuit T.V. of the "Inter-continental" Hotel in Bucharest.

O. VOROBCIUC, G. LIESS, GH. GEORGESCU, S. HIRSCHENSOHN : Increase of the degree of prefabrication of urban public works in Bucharest

The principal contributions of the designing engineers working for the "Proiect Bucureşti" Institute, to the increase of the degree of prefabrication of the urban public works in Bucharest are described briefly. These refer to :

— district heating ducts and manholes made of prefab elements ;

— prefab reinforced concrete inspection chambers for water-supply networks ;

— uderground galleries made of prefab elements.

Some technical and economic features of the works carried out are also given, as well as the present and future preoccupations of the designers.

I. TRÎMBIŢAŞU : Method of increasing performance job in the working out of designs by amending the technique of draughting

The paper places itself in the context of the general preoccupation to increase performance and quality of the design job by the rationalization of activities.

Starting from the observation that the individual details and elements in the execution projects structure have a degree of repetitiveness far greater than the subassemblies and assemblies and, in the current building designing, the elaboration of the execution drawings under subassembly form take a place that limit to a great extent the possibility of their use, the article points out the need, possibilities, advantages and extreme importance to generalize the individualized elaboration of the elements and details in the execution lay-outs.

The proposed method tries to describe a technique constituting a compulsory stage in the transition from the present technology of elaborating the execution lay-outs to the complex automation of this job.

M. MACAVESCU : Ergonomy and designer's work

In the design work the specific intellectual labour stress is preponderant, but there is also enough physical stress to bear.

The ergonomic solution of some design work problems can be found partly by the designers themselves. The article presents data and rules to be observed for such purposes, concerning sedentary and orthostatic postures, lighting, noise, microclimate conditions (temperature, humidity, ventilation), also the capacity of optimum execution of the designing or draughting work. Indications concerning the prevention of the general feeling of tiredness are also given, as principal means of improving the conditions at the job place of the designers or draughtsmen.

RÉSUMÉS

I. HOSSU : Quelques aspects concernant l'établissement des projets de halls industriels monobloc affectés à l'industrie de construction des machines

L'industrie de la construction des machines déploie son processus de production dans des halls industriels, dont ceux d'un seul niveau, équipés de ponts roulants, constituent la majorité. Les portées les plus fréquemment rencontrées sont de 15 et 24 m, et les travées, de 6 et 12 m.

Pour réaliser des halls industriels plus économiques et pourvoir un dégré d'industrialisation plus élevé, on envisage partout, autant que possible, des éléments sémi-fabriqués en béton armé ou béton armé précontraint.

Une source potentielle supplémentaire d'économie serrait aussi l'extension de la gamme des typo-dimensions d'éléments, en adaptant des travées et surtout des portées intermédiaires, conduisant à des réductions appréciables des superficies au cas de processus technologique se déployant sur des lignes technologiques de longueurs fixes.

EM. BAICULESCU : Constructions spéciales pour les cimenteries : Fondations des fours à clinker de 3 000 t par jour

Une méthode originale pour déterminer les forces dont les fours à ciment sollicitent leurs fondations. En partant de la constatation que ces forces ne peuvent être rigoureusement déterminées, on présente les sollicitations limite qui ne peuvent jamais être dépassées. On décrit aussi la conception des fondations adéquates, dréssées en fonction de ces états limite de sollicitation.

V. FOCŞA N. GIUŞCĂ : Toiture — terrasse à ventilation naturelle

On présente l'étude théorique et les résultats d'essais pratiqués à l'échelle naturelle, concernant les caractéristiques hygrothermiques et le comportement de la structure de terrasse à ventilation naturelle, assurés, par un réseau de canaux disposés sur toute la surface, au sommet de la thermoisolation, permettant un contact avec l'atmosphère extérieure au niveau de l'attique pour l'admission de l'air extérieur, ainsi que par la zone centrale pourvue de cheminées de ventilation pour l'évacuation de l'air humide.

On met en relief les avantages des terrasses ventilées, entièrement préfabriquées, en comparaison avec les structures traditionnelles.

I. ROTH : Les installations de radioamplification, télévision et traduction simultanée de l'hôtel „Intercontinental" de Bucarest

L'article décrit le fonctionnement des installations de radiodistribution, radioamplification, traduction simultanée, antenne commune pour programmes radio et t.v., ainsi que la télévision interne à l'hôtel „Intercontinental" de Bucarest.

O. VOROBCIUC, G. LIESS, GH. GEORGESCU, S. HIRSCHENSOHN : L'accroissement du dégré de préfabrication des travaux édilitaires à Bucarest. La contribution de l'Institut „Proiect Bucureşti"

Les principales contributions des ingénieurs d'étude de l'Institut „Proiect Bucureşti" à l'accroissement du dégré de préfabrication des travaux édilitaires à Bucarest sont présentées briévement, à savoir :

— conduites et regards de chauffage urbain réalisés en éléments préfabriqués ;

— regards en béton armé préfabriqué pour réseaux d'alimentation d'eau ;

— galeries édilitaires réalisées en éléments préfabriqués.

On présente également quelques caractéristiques technico-économiques des travaux effectués, ainsi que les préoccupations actuelles et celles visant l'avenir.

I. TRÎMBIŢAŞU : Procédé d'augmentation de la productivité du travail d'exécution pour constructions, par modification de la technique de rédaction des dessins

L'ouvrage s'encadre dans le contexte des préoccupations générales pour l'augmentation de la productivité et de la qualité du travail d'établissement des projets par voie de rationalisation de l'activité.

A partir de l'observation que dans la structure des projets d'exécution, les éléments et les détails individuels ont un degré de répétabilité de loin plus grand que les sous-ensembles et les ensembles, et qu'à l'établissement courant des projets pour constructions la rédaction des dessins d'exécution sous forme de sous-ensembles a un poids qui limite beaucoup les possibilités, d'emploi, l'ouvrage met en évidence la nécessité, les possibilités, les avantages et l'importance particulière de la généralisation de la rédaction individualisée des éléments et des détails dans les projets d'exécution.

Le procédé proposé tâche de décrire le mode d'organisation d'une technique qui constitue une étape obligatoire pour le passage de l'actuelle technologie de rédaction des projets d'exécution à l'automation complexe de cette activité.

M. MACAVESCU : Ergonomie et travail de l'ingénieur d'études

Dans le travail de l'ingénieur d'études c'est la sollicitation spécifique au travail intellectuel qui joue le rôle majeur, mais il y a aussi des sollicitations physiques.

La solution ergonomique des problèmes de travail concernant l'établissement des projets peut être effectuée partiellement par les ingénieurs d'étude eux-mêmes. L'article expose des données et des règles permettant de réaliser ce genre de tâches, en ce qui concerne les postulations sédentaires et orthostatiques, l'éclairage, le bruit, les conditions de microclimat (température, humidité, ventilation), ainsi que la capacité d'exécution optimale de certains travaux d'établissement des projets ou de dessin. Des indications concernant la prévention de la fatigue générale sont exposées, ainsi que les principaux moyens d'améliorer les conditions sur le lieu du travail de l'ingénieur d'études ou du dessinateur.

ZUSAMMENFASSUNGEN

I. HOSSU : Einige Fragen der Projektierung von Monoblock-Industriehallen für die Maschinenbauindustrie

Die Produktion im Rahmen der Maschinenbauindustrie erfolgt in Industriehallen, deren Grossteil einstockhoch ist und von Laufkränen bedient wird. Die meist verwendeten Stätzweiten sind 15 und 24 m und die Travéen 6 und 12 m.

Zwecks Ausführung von möglichst wirtschaftlichen Industriehallen und zur Gevährleistung eines möglichst hohen Industrialisierungsgrades, werden überall dort wo möglich Stahlbeton- oder Spannbeton-Halbfertigteile verwendet. Eine weitere bedeutende Einsparungsmöglichkeit wäre auch die Erweiterung der Typen und Grössen der Bauteile, durch Anwendung von Zwischentravéen und insbesondere von Zwischenstützweiten, welche bedeutende Flächenverringerungen bei denjenigen technologischen Vorgängen zur Folge haben können, welche auf technologischen Strassen fester Länge durchgeführt werden.

EM. BAICULESCU : Sonderbauten für die Zementfabriken : Die Fundamente der Klinkeröfen mit einer Leistung von 3 000 Tonnen/Tag

Im Beitrag wird eine originelle Methode zur Festlegung der Kräfte mit welchen die Zementöfen ihre Fundamente belasten, beschrieben. Ausgehend von der Feststellung, dass diese Kräfte nicht genau bestimmt werden können, werden die Grenzbelastungen angegeben, welche nie überschritten werden können. Desgleichen wird die Auffassung beschrieben, welche dem Entwurf der diesem Grenzbelastungszustand entsprechend ausgestaltetem Fundament zu Grunde lag.

V. FOCŞA, N. GIUŞCĂ : Natürlich belüftetes Terrassendach

Es wird das theoretische Studium als auch die Ergebnisse der zum natürlischen Masstab ausgeführten Versuche über die hydrotechnischen Merkmale und das Verhalten der Terassenstruktur mit natürlicher Belüftung besprochen, welche über ein Netz von auf der gesamten Fläche, an der Oberfläche der Wärmeisolierung verlegten Kanälen gewährleistet wird, wobei vorgesehen wird, dass dieses Kanalnetz in Höhe des Dachgeschosses für den Einlass der Aussenluft mit dieser verbunden wird, und die Zentralzone mit Ventilationsschächten für die Abfuhr der Feuchtluft ausgestattet wird.

Es werden die Vorteile der belüfteten Terrassenstruktuern welche gänzlich vorgefertigt sind, im Vergleich zu den herkömmlichen Strukturen besprochen.

I. ROTH : Die Lautsprech-, Fernseh- und Simultanübersetzungsanlagen im Hotel „INTERCONTINENTAL" in Bukarest

Der Beitrag enthält die Beschreibung und den Betrieb der Radioverteilungs-, Lautsprech- und Simultanübersetzungsanlagen, desgleichen der Kollektivantenne für Rundfunk und Fernsehprogramme, Personensuchanlagen als auch der innenbetrieblichen Fersehanlage des Hotels „Intercontinental" in Bukarest.

O. VOROBCIUC, G. LIESS, GH. GEORGESCU, S. HIRSCHENSOHN : Die Steigerung des Vorfertigungsgrades der städtischen Kanalisations-und Wärmeanlagen in Bukarest. Der Beitrag des Institutes „Proiect Bucureşti"

Es werden kurz die wichtigsten Beiträge der Projektanten des Institutes „Proiect Bucureşti" zur Steigerung des Vorfertigungsgrades der städtischen Kanalisations-und Wärmeanlagen in Bukarest besprochen, u.zw. :

— Fernheizungskanäle und -schächte aus Fertigteilen;

— vorgefertigte Stahlbetonschächte für die Wasserversorgungsneze;

— Rohrleitungskanäle aus Fertigteilen.

Gleichzeitig wird auch auf einige technisch-wirtschaftliche Merkmale der ausgeführten Arbeiten hingewiesen, als aich auf die gegenwärtigen und zukünftigen Fragen welche die Projektanten beschäftigen.

I. TRIMBIŢAŞU : Ein Verfahren zur Erhöhung der Arbeitsleistung bei der Ausarbeitung der Ausführungsprojekte für Bauwerke, durch Abänderung der Zeichungsausarbeitungstechnik

Der Beitrag wurde im Rahmen der allgemeinen Bemühungen zur Steigerung der Arbeitsproduktivität und -qualität bei der Entwurfstätigkeit, durch Rationalisierung der Arbeiten, verfasst.

Ausgehend von der Feststellung, dass im Rahmen des Gefüges der Ausführungsprojekte die einzelnen Bauteile und Details einen viel höheren Wiederholungsgrad aufweisen als die Bauteiluntergruppen und Bauteilgruppen, und dass bei der laufenden Entwurfsarbeit im Bauwesen die Ausarbeitung der Werkstattzeichungen, wegen der grossen Anzahl derselben, die Anwendungsmöglichkeiten stark beschränkt sind, werden im Beitrag die Notwendigkeit, die Möglichkeiten, die Vorteile als auch die aussergewöhnliche Bedeutung der Verallgemeinerung der einzelnen Ausarbeitung der Bauteile und Einzelheiten im Rahmen der Ausführungsprojekte hervorgehoben.

Das vorgeschlagene Verfahren versucht die Organisierungsart einer Technik zu bescheriben- welche eine obligatorische Etappe für den Übergang von der gegenwärtigen Ausarbeitungsart der Ausführungsprojekte zur komplexen Automatisierung dieser Tätigkeit darstellt.

M. MACAVESCU : Die Ergonomie und die Arbeit des Projektanten

In der Entwurfstätigkeit herrschen die der intellektuellen Tätigkeit spezifischen Belastungen vor, jedoch bestehen auch körperliche Belastungen.

Die Lösung bestimmter Fragen der Entwurfstätigkeit vom Gesichtspunkt der Ergonomie kann teilweise selbst vom Projektanten vorgenommen werden. Im Beitrag werden Angaben und Regeln für die Durchführung dieser Massnahmen beschrieben, u.zw. was die sedentäre und orthostatische Haltung, die Beleuchtung, den Lärm, die Mikroklimabedingungen : Temperatur, Feuchtigkeit, Lüftung anbelangt, als auch die Möglichkeit der optimalen Durchführung bestimmter Entwurfs- oder Zeichenarbeiten. Es werden allgemeine Angaben über die Vorbeugung der allgemeinen Müdigkeit, als wichtigstes Mittel für die Verbesserung der Arbeitsplatzbedingungen des Projektanten oder des Zeichners gegeben.

СОДЕРЖАНИЕ

И. ХОССУ: Несколько аспектов проектирования моноблочных промышленных цехов для машиностроительной промышленности

Машиностроительная промышленность разворачивает свои производственные процессы в промышленных цехах, среди которых преимущественно применяются одноэтажные цехи, обслуживаемые мостовыми кранами, с пролетами в 15 и 24 м и шагом колонн 6 и 12 м.

В целях осуществления наиболее экономичных промышленных цехов и обеспечения высокой степени индустриализации, всегда где это возможно, предусматриваются сборные бетонные и железобетонные преднапряженные конструкции.

Дополнительным потенциальным источником экономии может служить и расширение диапазона типоразмеров строительных элементов принятием новых шагов колонн и особенно промежуточных пролетов, которые могут привести к значительному сокращению площадей в случае технологических процессов, проводящихся на технологических линиях неизменной длины.

ЕМ. БАЙКУЛЕСКУ: Специальные сооружения для цементных заводов: Фундаменты клинкерных печей производительностью 3000 тонн/сутки

В статье описан оригинальный метод определения сил воздействующих на фундаменты цементными печами.

Исходя из того, что эти силы не могут быть точно определены, в работе показаны предельные нагрузки, которые нельзя превышать. Далее описана концепция компоновки фундаментов, расчитанных применительно к этому предельному состоянию нагрузок.

В. ФОКША, Н. ДЖЮШКЭ: Плоская крыша с естественной вентиляцией

Представлено теоретическое исследование и результаты экспериментирования в натуральном масштабе-в связи с гигротермическими характеристиками и поведением несущей системы плоских крыш с естественной вентиляцией, обеспеченной сеткой каналов, расположенных на всей верхней поверхности термоизоляции, имеющей связь с наружным воздухом на уровне карниза для поступления наружного воздуха, а в центральной зоне с вентиляционными трубами для выброса влажного воздуха.

Выделяются преимущества несущих систем вентилируемых плоских крыш, выполненных целиком из сборных элементов, по сравнению с традиционными несущими системами.

И. РОТ: Радиоусилительные, телевизионные установки с одновременным переводом на другие языки в Бухарестской гостинице ,,Интер. Континентал''

В рамках настоящей статьи описывается работа радиораспределительных и радиоусилительных установок с одновременным переводом на другие языки, коллективная антенна для приема радио и телевизионных передач, для разыскивания отдельных лиц и внутреннего телевидения, имеющиеся в Бухарестской гостинице ,,Интер-Континентал''.

О. ВОРОБЧУК, Г. ЛИСС, Г. ДЖОРДЖЕСКУ, С. ХИРШЕНЗОН: Повышение сборности сооружений городского благоустройства в Бухаресте. Вклад института ,,Проект-Букурешть''

Описаны вкратце основные вклады проектировщиков Института ,,Проект—Букурешть'' для повышения сборности сооружений городского благоустройства в Бухаресте, а именно:

— теплофикационные каналы и колодцы, выполненные из сборных элементов;

— колодцы из сборного железобетона для водопроводных сетей;

— городские туннели, выполненные из сборных элементов.

Одновременно представлены некоторые техникоэкономические характеристики выполненных работ, а также излагаются настоящие и дальнейшие тенденции в этом направлении.

И. ТРЫМБИЦАШУ: Способ повышения производительности труда в разработке рабочих чертежей по строительству путем изменения техники составления чертежей

Работа вписывается в контекст общих мероприятий в связи с повышением производительности труда и качества проектирования путем рационализации работ.

Исходя из того, что в структуре рабочих чертежей степень повторяемости индивидуалных элементов и деталей несравненно выше повторяемости узлов и целых ансамблей и, что в текущем проектировании по строительству составление рабочих чертежей в виде узлов имеет больший вес, ограничивающий возможности их применения, настоящая работа выявляет необходимость, возможности, преимущества, а также особое значение обобщения индивидуального составления (редактирования) элементов и деталей в рабочих чертежах.

Предлагаемый способ пытается описать метод организации техники, являющейся обязательным этапом для перехода от настоящей технологии составления рабочих чертежей к комплексной автоматизации этой деятельности.

М. МАКАВЕСКУ: Эргономия и работа проектировщика

В работе проектировщика преобладают специфические усилия умственного труда, но также существуют и физические усилия.

Эргономическое решение некоторых вопросов в проектной деятельности может быть, частично, осуществлено самими проектировщиками. В статье представлены данные и правила, необходимые для осуществления таких задач с точки зрения деятельности проводящей стоя на ногах и в сидячем положении, освещения, шума, условий микроклимата: температуры, влажности, вентиляции. Равным образом рассматривается способность оптимального выполнения определенных проектных и чертежных работ. Даны указания в связи с предупреждением общей усталости как основные средства для улучщения условий труда проектировщика или чертежника на рабочем месте.

CZ 721.011.1:725.4.003

CÎTEVA ASPECTE ALE PROIECTĂRII HALELOR INDUSTRIALE MONOBLOC PENTRU INDUSTRIA CONSTRUCȚIILOR DE MAȘINI

Ing. **IULIU HOSSU**
Șef atelier — I.P.C.M.

Industria construcţiilor de maşini este o ramură industrială care a cunoscut în anii puterii populare şi, în special, în actualul cincinal, o dezvoltare fără precedent în ţara noastră.

Diversitatea mare a proceselor tehnologice de fabricaţie, de la cele mai fine agregate pînă la fabricaţia de locomotive, nave maritime şi fluviale sau puternice agregate energetice, se desfăşoară într-o varietate la fel de mare de hale industriale.

În prezentul articol ne propunem să analizăm cîteva aspecte ale proiectării halelor industriale monobloc, şi anume cele legate de halele cu parametrii cei mai uzuali pentru industria construcţiilor de maşini.

Pentru majoritatea proceselor tehnologice, halele industriale de tip parter, deservite de poduri rulante, sînt cele mai indicate şi, în consecinţă, cele mai intens folosite. Parametrii acestor hale sînt foarte variabili : deschideri de la 12,00 la 48,00 m, travee de la 6,00 la 18, 00 m, înălţimi la calea de rulare de la 6,00 la 24,00 m, capacitatea de ridicare a podurilor rulante de la 0,5 la 32 tone.

Dintre aceşti parametri, bineînţeles că nu toţi apar cu aceeaşi frecvenţă ; putem reţine dintre ei deschiderile de 18,00 şi 24,00 m, traveele de 6,00 şi 12,00 m, înălţimile la calea de rulare de 7,00 la 10,00 m şi capacitatea podurilor rulante de 5—32 tone, ca avînd o frecvenţă mai mare.

Cu toate că aceste hale nu prezintă probleme tehnice deosebite, merită a fi analizate în detaliu, tocmai datorită utilizării lor pe scară foarte mare.

Pentru realizarea unei clădiri cît mai economice este necesar să se respecte cîteva principii în alcătuirea halelor monobloc. prezentate în cele ce urmează.

PRINCIPIILE DE ALCĂTUIRE A HALELOR MONOBLOC

1. Raportul între suprafaţa închiderilor laterale şi cea a suprafeţei construite să fie minim. Aceasta se realizează prin construirea de suprafeţe cît mai mari (gruparea a cît mai multe funcţiuni în aceeaşi hală) şi de forme geometrice cît mai apropiate de pătrat.

2. Uniformizarea, pe cît posibil, a înălţimilor diverselor deschideri. În cazul în care acest lucru ar duce la o supradimensionare exagerată a unor deschideri, se va căuta a se grupa deschiderile de înălţimi egale, rosturile de dilatare urmînd a fi amplasate între zonele cu înălţimi diferite.

ALEGEREA PARAMETRILOR CONSTRUCTIVI

Această problemă este determinată de necesitatea de a se asigura o desfăşurare normală a procesului tehnologic în hală, dar şi de realizarea unei hale care să ducă la cele mai mici investiţii şi la cele mai reduse cheltuieli de exploatare.

În afară de aceasta mai intervin factori legaţi de economia de materiale deficitare, şi în special de metal, considerente legate de asigurarea unui grad ridicat de prefabricare etc.

Aceşti factori nu acţionează toţi în acelaşi sens, motiv pentru care alegerea parametrilor unei hale industriale este o problemă de optimizare.

Alegerea deschiderilor este prima problemă care se pune la un proiect de hală monobloc. Deschiderile mai mici de 18,00 m nu sînt avantajoase decît la hale foarte uşoare şi puţin înalte. Cum orice hală trebuie să aibă un anumit grad de universalitate şi cum ele sînt gîndite să fie utilizate în timp pentru diverse tehnologii, deschiderile mai mici de 18,00 m sînt, în general, evitate.

Halele cu deschideri mai mari de 24,00 m prezintă probleme speciale, impunînd structuri metalice, şi nu se utilizează decît în cazuri bine justificate tehnologic.

Deschiderile care rămîn în competiţie şi care s-au utilizat cel mai mult pentru halele monobloc, în industria construcţiilor de maşini, sînt cele de 18,00 şi 24,00 m deschidere.

Fără a analiza deocamdată inconvenientele de ordin constructiv, legate de lipsa unei deschideri intermediare, se poate imediat constata că pentru a se îmbrăca un proces tehnologic ce se desfăşoară pe lungime şi care necesită o lăţime minimă de hală de 20,00 m, proiectantul este obligat a utiliza o hală cu o deschidere de 24,00 m, adică 20% suprafaţă construită în plus.

Alegerea mărimii traveelor se reduce, în general, în cazul halelor monobloc, la optarea pentru 6,00 sau 12,00 m. Optarea pentru una sau alta dintre travee nu duce la diferenţe apreciabile de suprafaţă construită, ci numai la unele dificultăţi constructive şi la un consum sporit de laminate din oţel, în cazul traveei de 12,00 m. Adoptarea unei travee intermediare, de 9,00 m, ar putea duce la rezultate interesante şi din acest punct de vedere.

Alegerea înălţimilor este mai puţin rigidă, permiţînd din acest punct de vedere o îmbrăcare mai strînsă a procesului tehnologic.

Stabilirea performanţelor mijloacelor de ridicat este dictată de necesităţi tehnologice, gama capacităţilor de ridicare a podurilor rulante corespunzînd necesităţilor curente.

În tabelul alăturat se prezintă o comparaţie între două structuri de hale industriale avînd toţi parametrii identici, cu excepţia mărimii traveei, comparaţia fiind făcută între traveele de 6,00 şi 12,00 m. Indicii analizaţi se referă numai la elementele de rezistenţă ale unei deschideri şi travee curente.

Comparaţia a fost făcută prin analizarea cîtorva hale specifice pentru industria construcţiilor de maşini şi nu are pretenţia de a furniza concluzii cu caracter general.

SOLUŢII CONSTRUCTIVE

Asigurarea unui grad ridicat de prefabricare, precum şi utilizarea prefabricatelor celor mai eficiente din punct de vedere tehnico-economic i-a preocupat în modul cel mai direct pe proiectanţii din I.P.C.M.

Procentul halelor realizate integral din elemente prefabricate din beton armat este de peste 60%, raportat la suprafeţe construite.

Elementele prefabricate cel mai mult utilizate au fost grinzile de acoperiş cu inimă plină, cu deschideri de 12,00—18,00 m (ponderea cea mai mare avînd-o cele de 18,00 m) pentru travee de 6,00 şi 12,00 m.

Ţinînd seama de indicii tehnico-economici foarte apropiaţi ai halelor cu travee de 6,00 m şi de 12,00 m, orientarea I.P.C.M. a fost spre hale cu travee de 12,00 m, în special în cazul halelor cu mai multe deschideri şi fără compartimentări. Traveea de 6,00 m a fost utilizată, în general, pentru hale puţin înalte, cu o singură deschidere sau cu compartimentări longitudinale, unde traveea de 12,00 m ar fi dus la unele complicaţii şi costuri suplimentare.

Ca elemente secundare au fost utilizate, de regulă, pentru traveea de 6,00 m, chesoanele din beton armat prefabricate de 1,50 × 6,00 m, iar pentru traveea de 12,00 m, elementele de suprafaţă (pisoane) de 3,00 × × 12,00 m.

I.P.C.M. a fost primul institut de proiectare care a introdus în proiecte de execuţie, pentru lucrări de importanţă deosebită,

Comparaţie între indicii structurilor prefabricate pentru hale de 18 m deschidere cu poduri rulante de 12,5 tf la 8,0 m cale de rulare pentru travee de 6, respectiv 12 m

	Travee 6 m				Travee 12 m			
	Preţ de cost lei/m²	Oţel kg/m²	Beton cm/m²	Greutate kg/m²	Preţ de cost lei/m²	Oţel kg/m²	Beton cm/m²	Greutate kg/m²
Chesoane sau pisoane prefabricate	77	6,50	5,10	145	110	4,00	7,55	190
Grinzi de acoperiş prefabricate	76	5,60	3,50	91	70	4,90	2,84	74
Grinzi de rulare (6,00 m b.a. — 12,00 m metal)	56	7,00	4,10	105	96	16,7	—	17
Pasarele, parapeţi	20	2,40	—	2	34 * 16	6,7 * 3,2	—	7
Şine de rulare	60	7,30	—	7	18	3,4	—	3
Stîlpi	85	10,20	5,00	130	60	7,1	3,50	91
Fundaţii	62	6,10	15,00	360	50	4,6	12,00	260
TOTAL	436	45,10	32,70	840	438 * 420	47,4* 43,9	25,89	642

Cifrele cu asterisc se referă la pasarelele din tablă striată
Cele fără asterisc la pasarelele din lemn

aceste elemente, care s-au dovedit foarte avantajoase. La Uzina de construcţii metalice din Caransebeş, proiectată în anul 1969, s-au utilizat pisoane de 12,00 m şi de 18,00 m deschidere la o hală de cca 40 000 m^2. Pentru această hală s-a colaborat cu I.P.C.T., care a proiectat elemente speciale pentru luminator sau pentru ventilatoare axiale.

Interesul manifestat de toţi factorii ce au concurat la realizarea acestei investiţii (proiectanţi, fabricanţi de elemente prefabricate şi constructori) a dus la executarea unei lucrări, care, deşi de debut, este una dintre cele mai reuşite.

Pentru stîlpi s-a utilizat, în toate cazurile unde a fost posibil, betonul armat preturnat, şi numai în cazuri speciale, foarte bine justificate, metalul.

Grinzile de rulare s-au prevăzut din beton armat prefabricat pentru toate halele cu travee de 6,00 m, dar s-au întîmpinat dificultăţi serioase la utilizarea grinzilor din beton armat precomprimat, în special din cauza condiţiilor de rezemare, care necesită lăţimi de stîlpi foarte mari şi a modului necorespunzător în care acestea participă la rigidizarea longitudinală a halei, aspect foarte important dacă ţinem seama de faptul că halele cu travee de 12,00 m au, în general, şi înălţimi relativ mari la calea de rulare.

CONCLUZII

Dezvoltarea industriei de prefabricate din beton a dat posibilitate proiectanţilor ca un număr tot mai mare de hale industriale să fie soluţionate cu elemente prefabricate, contribuind astfel la reducerea costului investiţiilor, la reducerea consumului de metal şi la scurtarea termenelor de dare în folosinţă a obiectivelor.

Considerăm că în prezent există condiţii ca prefabricarea să fie şi mai mult extinsă şi ca rezultatele acestei acţiuni să fie şi mai bune.

Introducerea în fabricaţie a unor elemente de acoperiş pentru deschideri de 21,00 m ar putea duce, în unele cazuri, la economii de suprafeţe construite şi chiar la un cost mai redus raportat la metrul pătrat de hală construită.

Studierea unor elemente de acoperiş şi grinzi de rulare pentru o travee de 9,00 m ar putea duce la economii importante de metal şi la un preţ mai redus pe metrul de suprafaţă construită.

Prin verificarea în practică, elementele de 9,00 m sînt indicate a fi folosite şi pentru anexele tehnico-sociale.

Considerăm că pentru deschiderea de 24,00 m este necesar să se producă grinzi principale pentru travee de hală de 9,00 m şi 12,00 m, deoarece traveea de 6,00 m s-a dovedit prea mică, chiar şi la hale cu deschideri mai mici.

Paralel cu lărgirea gamei de tipodimensiuni ale elementelor din beton armat prefabricate, considerăm că trebuie studiate, şi structuri uşoare de acoperiş, realizate din tablă cutată, soluţii care devin mai avantajoase pentru deschideri şi travee de peste 24,00 m, respectiv 12,00 m.

Institutul politehnic Bucureşti

Ing. **EMILIAN BAICULESCU**
I.P.I.M.C

CZ 624.04:624.15:666.94.0

CONSTRUCȚII SPECIALE PENTRU FABRICILE DE CIMENT:

FUNDAŢIILE CUPTOARELOR DE CLINCHER DE 3000 t/zi

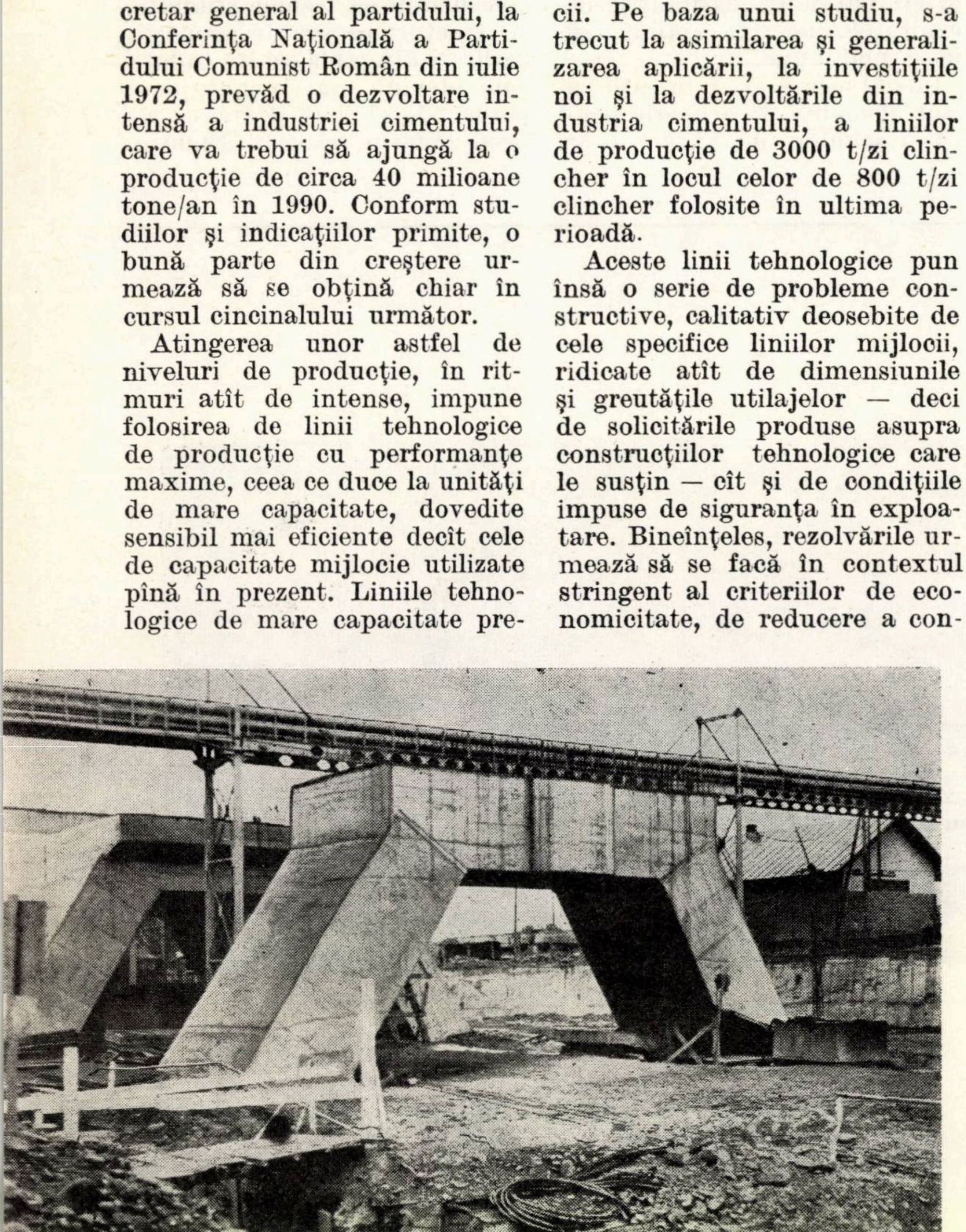
Orientările şi direcţiile de dezvoltare economico-socială a României în deceniile următoare, expuse în raportul tovarăşului Nicolae Ceauşescu, secretar general al partidului, la Conferinţa Naţională a Partidului Comunist Român din iulie 1972, prevăd o dezvoltare intensă a industriei cimentului, care va trebui să ajungă la o producţie de circa 40 milioane tone/an în 1990. Conform studiilor şi indicaţiilor primite, o bună parte din creştere urmează să se obţină chiar în cursul cincinalului următor.

Atingerea unor astfel de niveluri de producţie, în ritmuri atît de intense, impune folosirea de linii tehnologice de producţie cu performanţe maxime, ceea ce duce la unităţi de mare capacitate, dovedite sensibil mai eficiente decît cele de capacitate mijlocie utilizate pînă în prezent. Liniile tehnologice de mare capacitate prezintă avantaje categorice în privinţa investiţiei specifice, a consumului de combustibil şi de energie, a consumului de metal şi a productivităţii muncii. Pe baza unui studiu, s-a trecut la asimilarea şi generalizarea aplicării, la investiţiile noi şi la dezvoltările din industria cimentului, a liniilor de producţie de 3000 t/zi clincher în locul celor de 800 t/zi clincher folosite în ultima perioadă.

Aceste linii tehnologice pun însă o serie de probleme constructive, calitativ deosebite de cele specifice liniilor mijlocii, ridicate atît de dimensiunile şi greutăţile utilajelor — deci de solicitările produse asupra construcţiilor tehnologice care le susţin — cît şi de condiţiile impuse de siguranţa în exploatare. Bineînţeles, rezolvările urmează să se facă în contextul stringent al criteriilor de economicitate, de reducere a consumurilor de oţel şi de ciment, de industrializare a lucrărilor de construcţii şi de realizare în termene scurte.

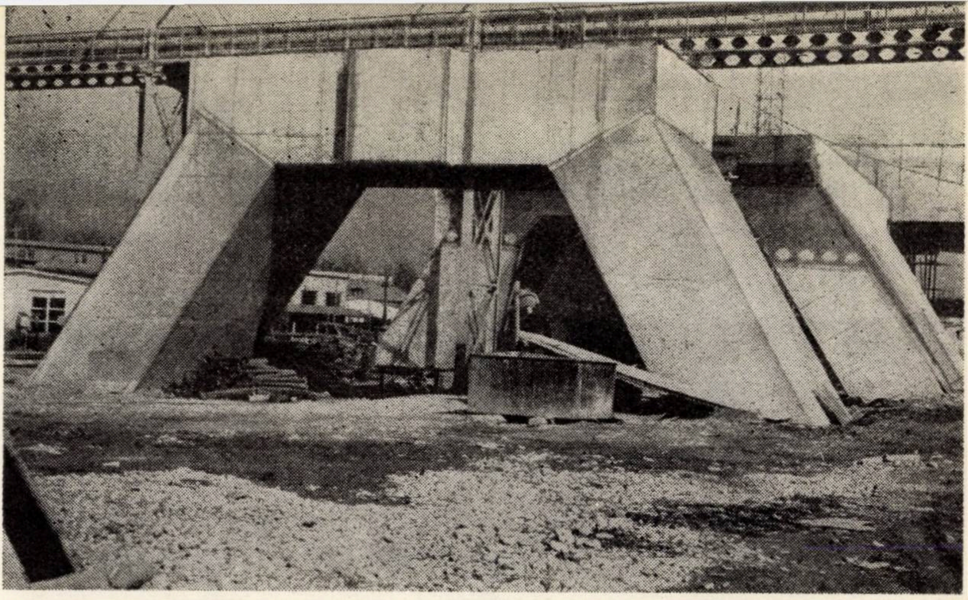
În prezentul articol se expune modul de soluţionare a unuia dintre aceste obiecte, de maximă importanţă pentru realizarea şi buna funcţionare a unei fabrici de ciment: fundaţiile cuptorului rotativ de 3000 t/zi clincher.

Cuptorul de clincher de 3000 t/zi, utilaj de bază al liniei tehnologice, integral proiectat în I.P.I.M.C. şi realizat în cea mai mare parte în ţară, este în principal alcătuit dintr-un tub de 5,8 m diametru şi 97 m lungime, în construcţie metalică din tablă sudată, rigidizată cu inelele de rulare, înzidit cu material refractar, prevăzut cu diverse instalaţii şi care reprezintă o încărcare totală — greutatea construcţiei metalice, material de înzidire, lipitură şi încărcătură — de circa 2 600 tone. El reazemă în dreptul inelelor de rulare, prin intermediul cîte unei perechi de role ce intră în alcătuirea grupurilor de sprijin, pe trei sau pe patru fundaţii, fiind deci spaţial rezemat pe şase sau opt role, reacţiunile fiind întotdeauna dirijate — neglijînd frecările — după linia ax tub — ax rolă. Condiţiile principale care se cer satisfăcute de fundaţii privesc rezistenţa, stabili-



tatea şi deformaţiile acestora, toate avînd influenţe determinante asupra rezistenţei, stabilităţii şi deformaţiilor cuptorului, deci în final asupra funcţionării şi siguranţei în exploatare a acestui utilaj de bază.

⁂



Prima problemă de mare interes care a trebuit să fie clarificată în vederea unei corecte soluţionări inginereşti a fost aceea a stabilirii forţelor cu care cuptorul solicită fundaţiile. În această privinţă, se poate constata că datele cunoscute din practica mondială şi publicate sînt foarte reduse, majoritatea fără un suport ştiinţific şi unele chiar absurde sub aspect static.

Astfel, pînă acum circa 20 de ani se calculau reacţiunile verticale ca pentru o grindă continuă şi se majorau cu un coeficient dinamic $k = 2{,}00$. Se stabileau apoi solicitări orizontale transversale şi longitudinale, din frecare, provocate de modificarea regimului termic al cuptorului şi de înţepenirea axelor rolelor de sprijin.

Ulterior, s-au făcut unele progrese, considerîndu-se însă în continuare schema de grindă continuă, reacţiunile verticale fiind majorate cu un coeficient — de data aceasta nemaifiind denumit dinamic — care exprimă consecinţele imperfecţiunilor de execuţie şi montaj (axa strîmbă) şi care se lua $k = 2{,}50$, pentru fundaţia pe care se afla acţionarea şi pentru cele imediat alăturate, şi $k = 2{,}00$ pentru celelalte fundaţii. Forţele orizontale, longitudinale, provocate prin frecare de modificarea regimului termic şi de neparalelismul dintre axele rolelor şi acela al cuptorului, se determinau considerînd un coeficient de frecare $f = 0{,}20$ pentru fundaţiile extreme şi $f = 0{,}30$ pentru cele intermediare,fără considerarea majorării reacţiunilor verticale ($k = 1{,}00$). Cu totul de neînţeles era calculul forţelor transversale, care se făcea considerînd că inelul se ridică de pe una din role, iar cealaltă era acţionată tot de reacţiunea care i-ar fi revenit în cazul rezemării pe ambele role (!), de unde apare şi o componentă orizontală egală cu $\frac{R}{2}$ tg α, în care α este unghiul direcţiei ax cuptor — ax rolă cu verticala. Absurditatea acestei ipoteze, incompatibilă cu echilibrul de ansamblu al sistemului, este evidentă.

Unele firme constructoare occidentale folosesc, atît pentru calculul cuptorului, cît şi al fundaţiilor sale, ipoteza că — datorită imperfecţiunilor geometrice de execuţie — tubul se poate ridica de pe cîte o fundaţie simultan de pe ambele role, problema rămînînd plană, datorită simetriei faţă de planul vertical trecînd prin ax. Ipoteza este evident criticabilă, deoarece exact aceleaşi motive care fac posibilă ridicarea de pe o fundaţie introduc şi nesimetrii pronunţate provocate de rotirea cuptorului. În această metodă se acordă importanţă solicitărilor orizontale în lungul axei cuptorului, solicitări care însă nu pot depăşi frecările. Folosind aceste metode, nu se pune în evidenţă nici o solicitare orizontală transversală.

Apariţia reacţiunilor în sens longitudinal se explică atît datorită tendinţei de lunecare provocate de înclinarea axei cuptorului, cît şi din neparalelismul posibil dintre axul tubului şi axele rolelor, care provoacă un efect de împănare. În acest mod, reacţiunile longitudinale pot avea oricare din cele două sensuri, ele neputînd însă depăşi forţa de frecare.

Metodele arătate au un grad apreciabil de nepreciziune şi nu exprimă, în fapt, satisfacerea nici unui criteriu de siguranţă. Este suficient să arătăm că simpla luare în considerare a conlucrării înzidirii cu material refractar cu tubul metalic poate modifica substanţial valoarea reacţiunilor stabilite pe baza ecuaţiilor de echilibru elastic. Situaţii frecvente în care cuptorul se ridică, în cursul exploatării, de pe una sau mai multe role, denotă un mod de comportare insuficient exprimat de rezolvările uzitate pînă în prezent. Avarii grave — fisurări sau degradări importante ale fundaţiilor sau ruperi ale inelelor de rulare — produse în unele cazuri pun în evidenţă insuficienta cuprindere a fenomenului prin ipotezele şi regulile de calcul aplicate.

Ţinînd seama de necesităţile specifice unui utilaj de asemenea anvergură şi performanţă, pe baza unui studiu minuţios s-a elaborat * o metodă originală de stabilire a forţelor cu care cuptorul poate solicita fundaţiile şi care — în mod sintetic — se expune în continuare :

1. Cuptorul constituie, datorită modului de rezemare pe generatoarele de contact inel — role cu reacţiuni întotdeauna pozitive şi dirijate după direcţia ax role — ax cuptor (de regulă la 30° faţă de planul vertical trecînd prin ax), un sistem spaţial. Aşadar, dacă tubul cuptorului reazemă pe n

---

* *La elaborarea proiectului, un aport deosebit au avut inginerii R. Cunescu, pentru partea mecanică, şi N. Bucur, pentru partea de construcţii.*

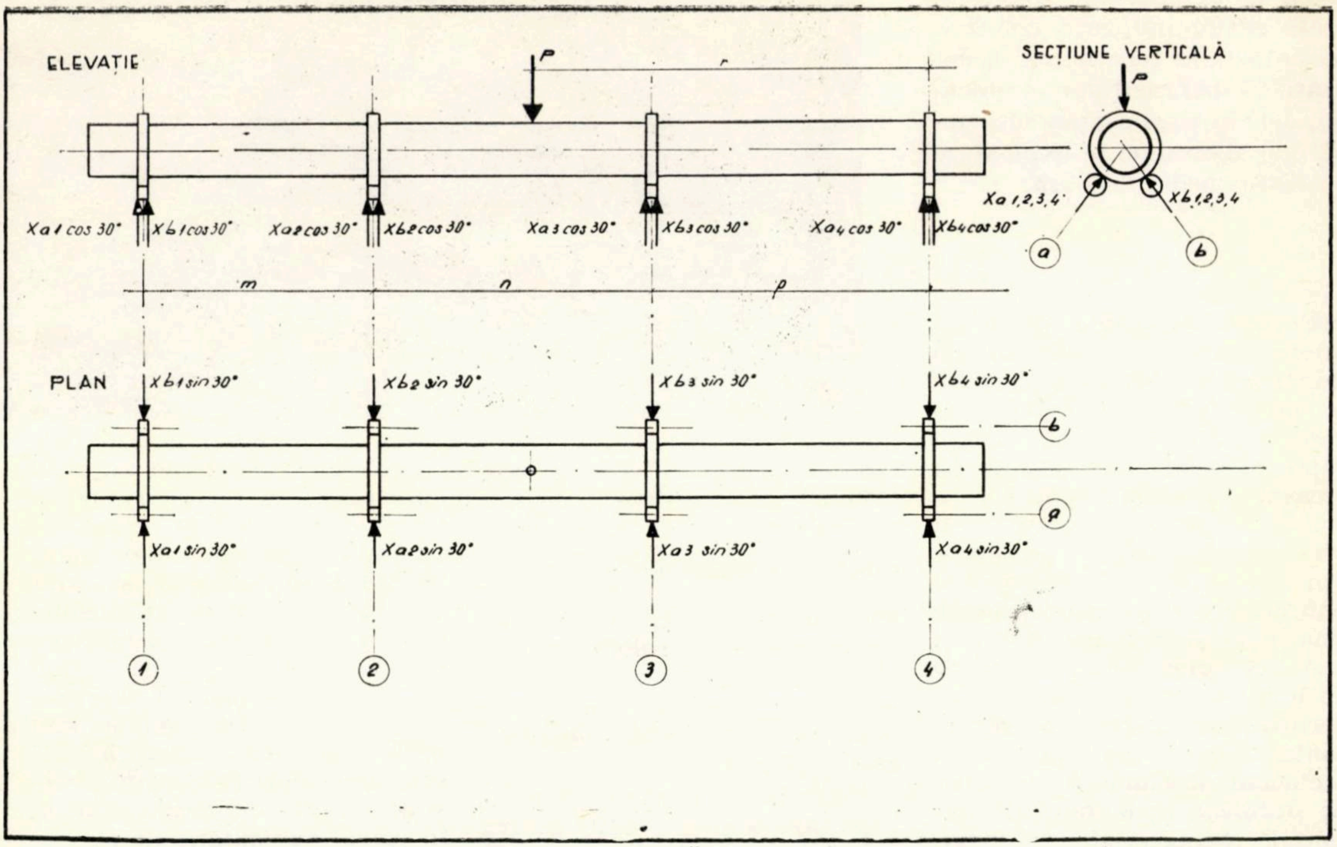


Fig. 1 — Rezemarea cuptorului

fundații, vor exista întotdeauna $2n$ reacțiuni specifice unui reazem cilindric (fig. 1).

2. Valorile reacțiunilor vor diferi de cele rezultînd din ecuațiile de echilibru elastic numai sub efectul imperfecțiunilor de realizare a tubului și al deformațiilor apărute ulterior în exploatarea acestuia. Pentru cazul ideal, problema este plană, perechile de reacțiuni de pe fiecare fundație avînd rezultanta verticală. În cazurile reale, ținînd seama și de rotirea cuptorului, alternativ unele role se supraîncarcă sau se descarcă, rezultanta perechilor de reacțiuni de pe fiecare fundație putînd avea o intensitate și o direcție oarecare, deci și cu componentă orizontală. La limită, tubul se poate ridica de pe una din role sau chiar de pe ambele role de pe o fundație.

3. Deși un calcul de echilibru elastic, luînd în considerare deformabilitatea tubului și a ansamblului fundație — teren, este posibil, imposibilitatea cunoașterii anticipate a deformațiilor inițiale ale cuptorului duce la imposibilitatea calculării exacte a reacțiunilor pe această cale. La aceasta se adaugă și efectul conlucrării posibile între manta și zidăria refractară. În această situație, considerînd că strîmbarea inițială a axei cuptorului poate fi oricît de mare, vom admite că, la limită, acesta se poate ridica de pe un număr de role, pînă ce sistemul devine static determinat. Lăsînd pentru moment la o parte reacțiunile în lungul axei cuptorului, rezultă că, într-o situație limită, acesta poate să rezeme doar pe patru role. Reacțiunile care se vor produce în toate combinațiile de cîte patru role, posibile și compatibile cu echilibrul sistemului, nu vor fi probabil niciodată realizate în exploatare, dar reprezintă o situație limită ce nu poate fi nicicînd depășită. În acest mod, deși nu se pot stabili reacțiunile reale, se determină o înfășurătoare a fenomenului, cu consecințe în ceea ce privește dimensionarea fundațiilor și a tubului, ca de exemplu reducerea, în cazul calculului la stări limită, a coeficienților de supraîncărcare și a condițiilor de lucru. În acest mod se poate contura un criteriu de siguranță, chiar în condițiile necunoașterii valorilor reale. Raționamentul este analog cu cel folosit în metoda de calcul la stări limită, cînd se definește un criteriu de siguranță, cu toate că starea de eforturi reală în serviciu este insuficient precizată.

4. Dacă se analizează numărul de situații posibile de rezemare în această stare limită, se vede cu ușurință că el este mai redus decît C_{2n}^4, ceea ce ar însemna pentru trei fundații $C_6^4 = 15$, iar pentru patru fundații $C_8^4 = 70$. În primul rînd, o reducere apare din faptul că echilibrul nu este posibil decît dacă cuptorul reazemă pe fiecare generatoare de contact pe două role oarecare, ceea ce înseamnă C_n^2, fiecărei

combinații de pe o generatoare corespunzîndu-i oricare combinație pe cealaltă generatoare de contact. Numărul de rezemări posibile devine deci $C_n^2 \cdot C_n^2$, ceea ce înseamnă pentru trei fundații $C_3^2 \cdot C_3^2 = 9$, iar pentru patru fundații $C_4^2 \cdot C_4^2 = 36$. Din motive de simetrie față de planul vertical trecînd prin ax, distincte rămîn însă doar un număr de $\frac{C_n^2}{2}(C_n^2 + 1)$, ceea ce, pentru trei fundații înseamnă $\frac{C_3^2}{2}(C_3^2+1) = 6$, iar pentru patru fundații $\frac{C_2^4}{2}(C_4^2 + 1) = 21$. Numărul de situații de rezemare distincte și posibile este, în fapt, și mai redus dacă avem în vedere următoarele :

a. dispunerea celor patru role trebuie să fie astfel încît rezultanta încărcărilor să se proiecteze în interiorul patrulaterului determinat de cele patru puncte de reazem ;

b. situațiile în care ecuația de momente în plan orizontal (vector vertical) nu poate fi satisfăcută de reacțiuni obligatoriu pozitive prin natura reazemelor, se elimină.

În tablourile 1 și 2 se arată schemele de rezemare posibile și distincte pentru cazurile cele mai frecvente, acelea ale cuptorului rezemat pe trei fundații și pe patru fundații.

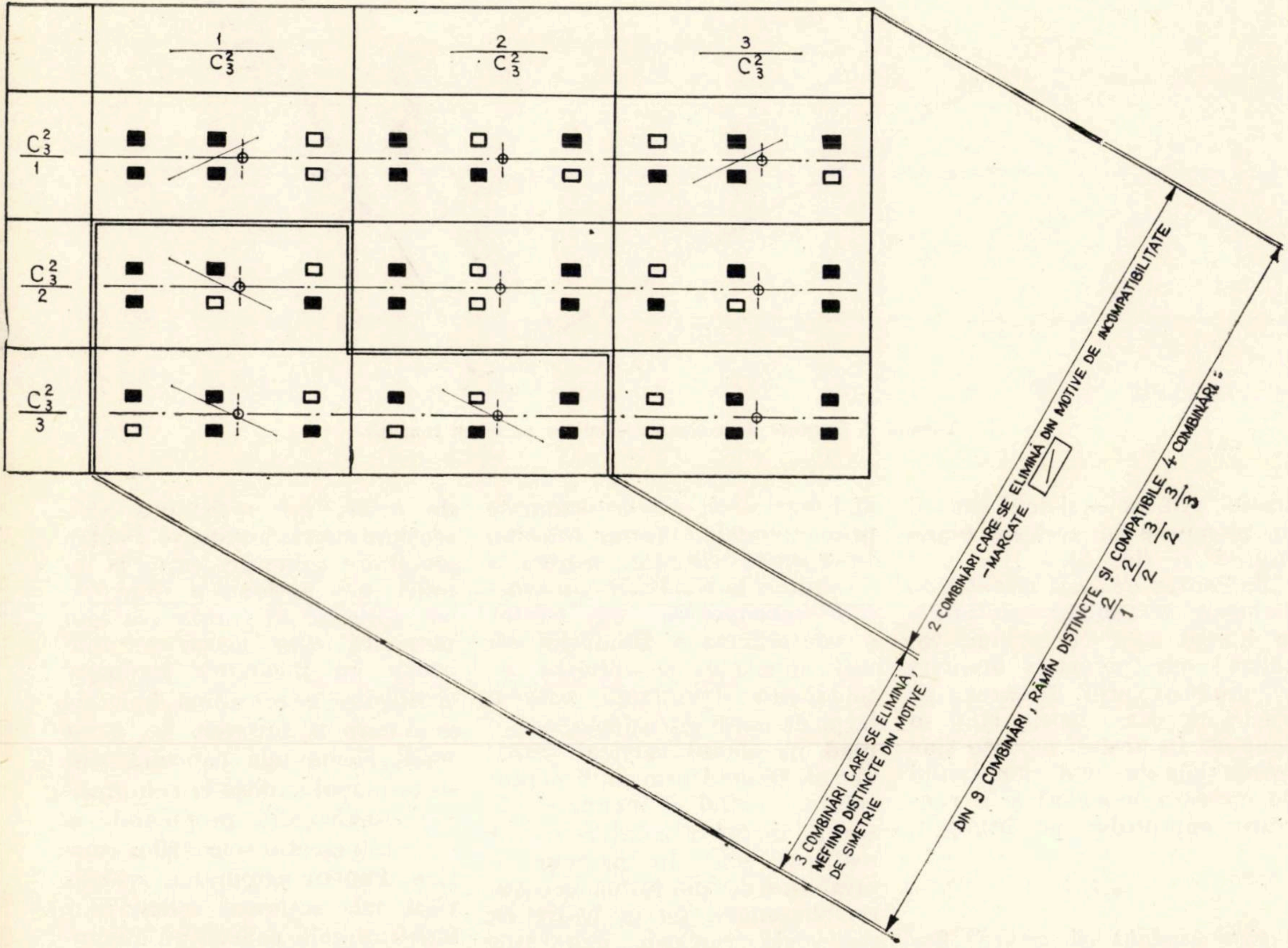
Pentru fiecare din aceste situații se stabilesc valorile reacțiunilor la contactul inele-role prin două ecuații de proiecții — una în plan orizontal (neglijînd înclinarea de cca 3% a axei) și alta în planul vertical

TABLOUL COMBINĂRILOR DE REZEMĂRI PE PATRU ROLE — TREI FUNDAȚII

■ ROLĂ PE CARE SE FACE CONTACT

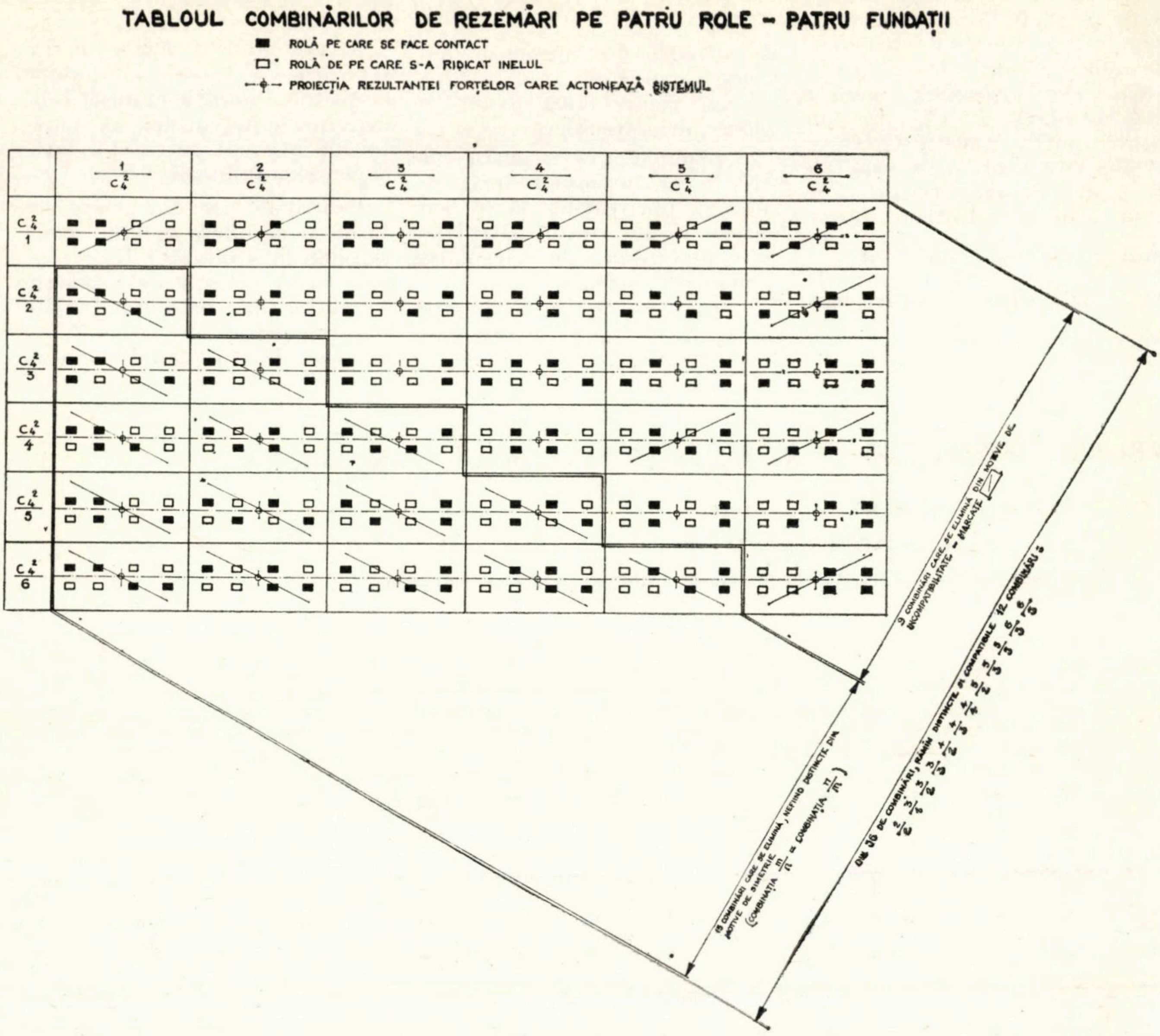
□ ROLĂ DE PE CARE S-A RIDICAT INELUL

⊕ PROIECȚIA REZULTANTEI FORȚELOR CARE ACȚIONEAZĂ SISTEMUL



$\frac{1}{C_3^2}$
$\frac{2}{C_3^2}$
$\frac{3}{C_3^2}$
$\frac{C_3^2}{1}$
$\frac{C_3^2}{2}$
$\frac{C_3^2}{3}$
3 COMBINĂRI CARE SE ELIMINĂ, NEFIIND DISTINCTE DIN MOTIVE DE SIMETRIE
2 COMBINĂRI CARE SE ELIMINĂ DIN MOTIVE DE INCOMPATIBILITATE — MARCATE
DIN 9 COMBINĂRI, RĂMÎN DISTINCTE ȘI COMPATIBILE 4 COMBINĂRI :
$\frac{2}{1}$ $\frac{2}{2}$ $\frac{3}{2}$ $\frac{3}{3}$

Tabloul 1. Cazurile de rezemare — cuptor pe trei fundații


TABLOUL COMBINĂRILOR DE REZEMĂRI PE PATRU ROLE – PATRU FUNDAȚII
ROLĂ PE CARE SE FACE CONTACT
ROLĂ DE PE CARE S-A RIDICAT INELUL
PROIECȚIA REZULTANTEI FORȚELOR CARE ACȚIONEAZĂ SISTEMUL
1 C$_4^2$
2 C$_4^2$
3 C$_4^2$
4 C$_4^2$
5 C$_4^2$
6 C$_4^2$
C$_4^2$ 1
C$_4^2$ 2
C$_4^2$ 3
C$_4^2$ 4
C$_4^2$ 5
C$_4^2$ 6
15 COMBINĂRI CARE SE ELIMINĂ, NEFIIND DISTINCTE DIN MOTIVE DE SIMETRIE (COMBINAȚIA III/II = COMBINAȚIA II/III)
9 COMBINĂRI CARE SE ELIMINĂ DIN MOTIVE DE INCOMPATIBILITATE – MARCATE
DIN 36 DE COMBINĂRI, RĂMÎN DISTINCTE ȘI COMPATIBILE 12 COMBINĂRI :

Tabloul 2. Cazurile de rezemare — cuptor pe patru fundații.

trecînd prin ax — și două ecuații de momente în aceleași plane (fig. 2 și fig. 3).

5. Pentru aceleași situații de rezemare se stabilesc reacțiunile în lungul axei cuptorului, rezultînd din înclinarea acesteia și produse prin frecarea pe rolele cu care inelele sînt în contact. În același mod se ține seama și de efectul dispozitivului de oprire a lunecării și a centrării cuptorului pe fundații.

⁂

Este evident că, pentru fiecare fundație, reacțiunile limită posibile, astfel stabilite, pot fi mai mari decît cele determinate prin metodele anterior folosite. În această situație, pentru a nu ajunge la rezolvări constructive neeconomice, s-a căutat o conformare a fundației cît mai adecvată, considerînd că solicitarea dominantă este o forță de mare intensitate, acționînd în planul vertical transversal, trecînd prin axul cuptorului și avînd o înclinare, de regulă, de 30°. Fundațiile curent realizate pînă în prezent se prezentau fie sub formă masivă, fie chesonate, fie în cadre cu picioarele verticale sau ușor înclinate, stabilitatea lor fiind asigurată prin masa lor deosebit de mare, iar rezistența prin secțiuni supraabundente. Pentru genul de solicitări care, la limită, pot acționa o fundație, s-a apreciat că forma cea mai potrivită este aceea a unui cadru cu picioarele înclinate și dispuse exact după linia de acționare a forțelor. În acest mod, elementele cadrului sînt în principal supuse la compresiune, încovoierile producîndu-se doar sub efectul scurtărilor elastice. Pentru asigurarea stabilității sub acțiunea solicitărilor longitudinale, cadrele au dimensiuni dezvoltate corespunzător în acest sens.

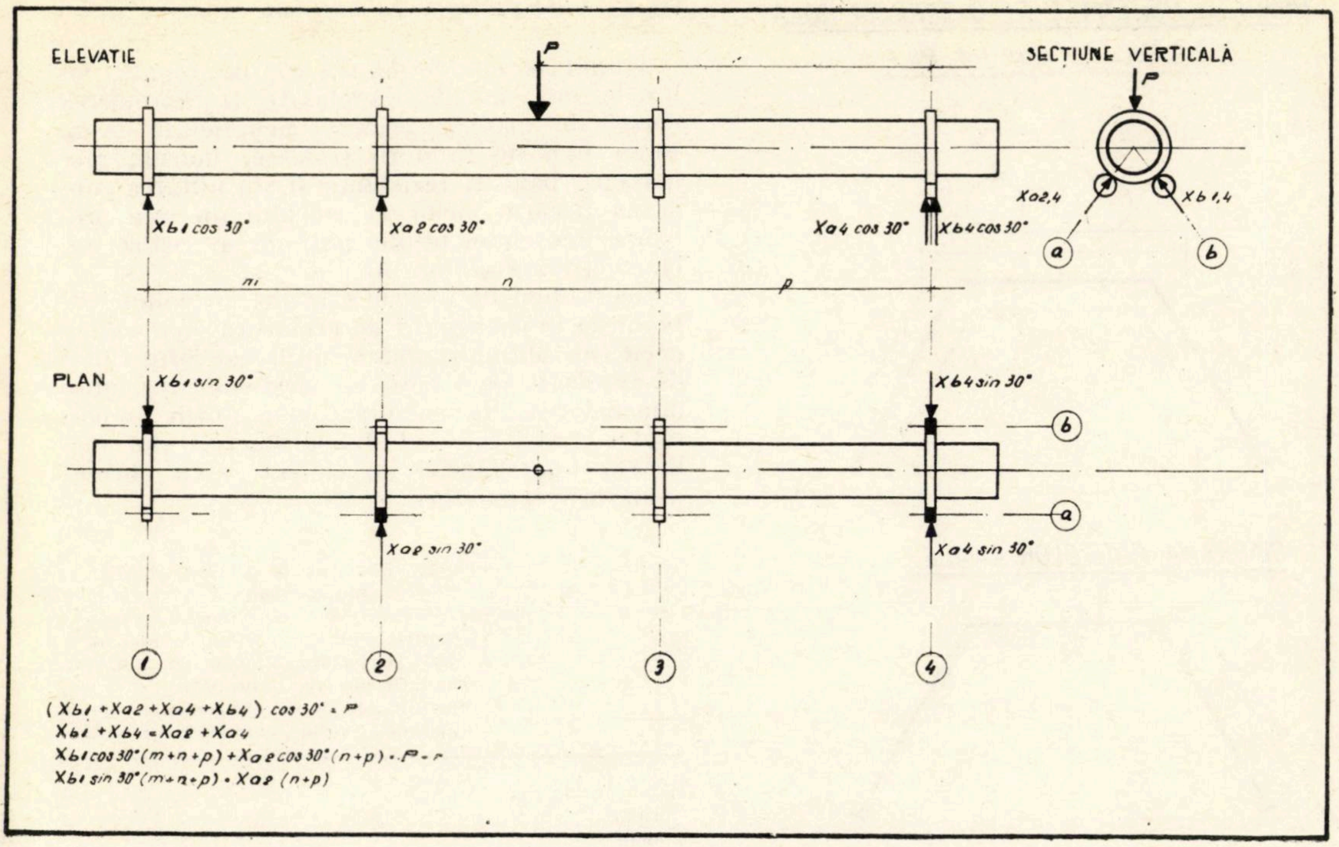

ELEVAȚIE
SECȚIUNE VERTICALĂ
P
Xb1 cos 30°
Xa2 cos 30°
Xa4 cos 30°
Xb4 cos 30°
Xa2,4
Xb1,4
a
b
m
n
p
PLAN
Xb1 sin 30°
Xb4 sin 30°
Xa2 sin 30°
Xa4 sin 30°
1
2
3
4
$(X_{b1}+X_{a2}+X_{a4}+X_{b4})\cos 30° = P$
$X_{b1}+X_{b4}=X_{a2}+X_{a4}$
$X_{b1}\cos 30°(m+n+p)+X_{a2}\cos 30°(n+p) = P \cdot r$
$X_{b1}\sin 30°(m+n+p) = X_{a2}(n+p)$

Fig. 2 – Un caz posibil de rezemare

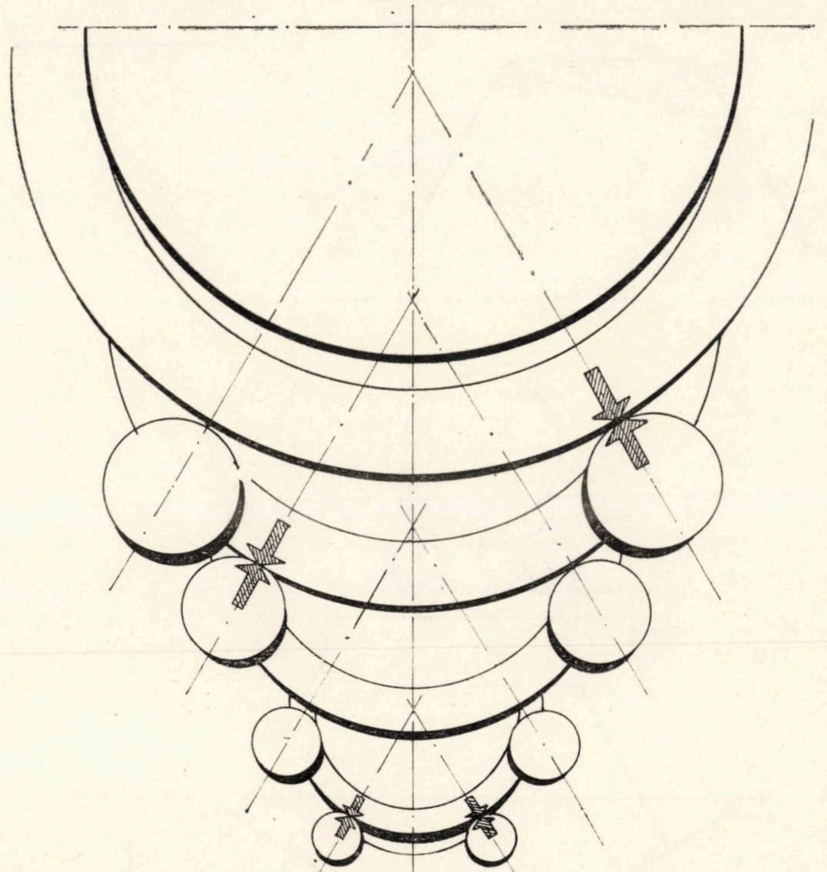


Fig. 3 – Un caz posibil de rezemare

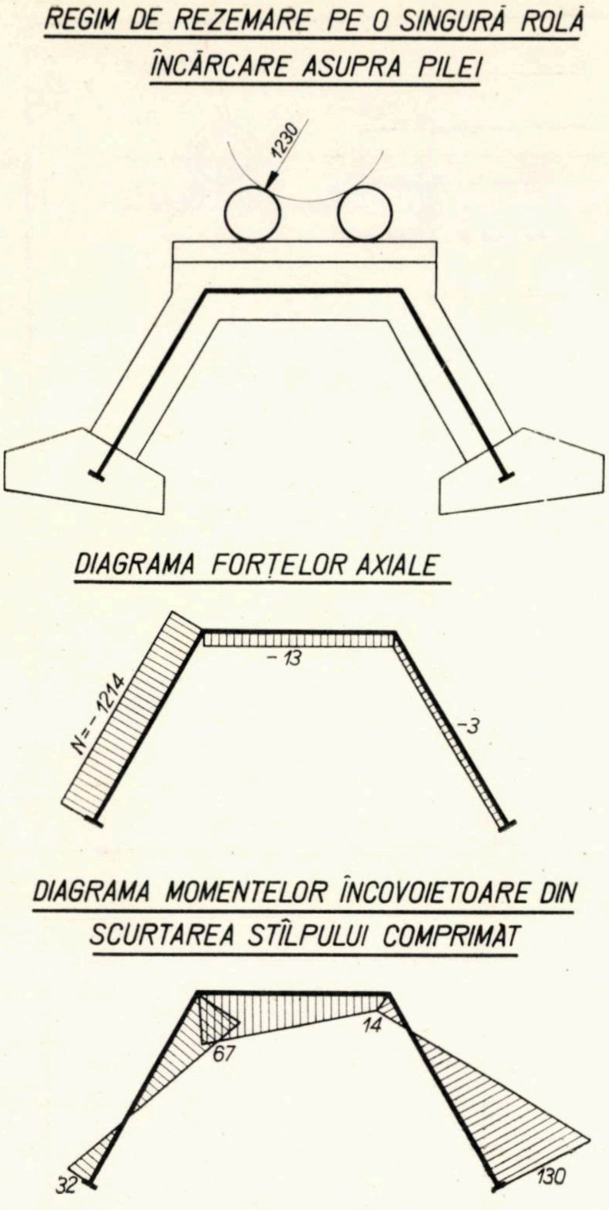

REGIM DE REZEMARE PE O SINGURĂ ROLĂ
ÎNCĂRCARE ASUPRA PILEI
1230
DIAGRAMA FORȚELOR AXIALE
-13
N=-1214
-3
DIAGRAMA MOMENTELOR ÎNCOVOIETOARE DIN SCURTAREA STÎLPULUI COMPRIMAT
67
14
32
130

Fig. 4 — Fundațiile cuptorului — eforturi

Ținînd seama de faptul că, de regulă, fabricile de ciment — amplasate în apropierea sursei de materie primă — beneficiază de un teren bun de fundații (calcare, marnă, grohotișuri, balast), rezistența și stabilitatea fundației fiecărui picior al cadrului nu pun probleme deosebite, tălpile putîndu-se realiza înclinat (fig. 4 și fig. 5).

Acest mod de alcătuire a dus la volume de beton și la consumuri de armătură mai reduse decît cele obținute pînă acum la celelalte tipuri de fundații de cuptoare, deși acestea erau dimensionate la solicitări mai puțin importante. Astfel folosind datele efective din realizarea unor fabrici de ciment, s-au obținut următorii indicatori :

	Indicatorii raportați la 1 000 t ciment producție/an		
	UM	Pentru linii de 800 t/zi clincher, fundații masive, dimensionate după metodele vechi	Pentru linii de 3 000 t/zi clincher, fundații în cadre dimensionate după metodele prezentate
Beton armat	m³	3,78	2,41
Ciment	t	1,16	0,88
Oțel-beton	kg	97	76
Cost	lei	1 520	1120
Manoperă	lei	198	195
Greutate	t	9,50	6,00

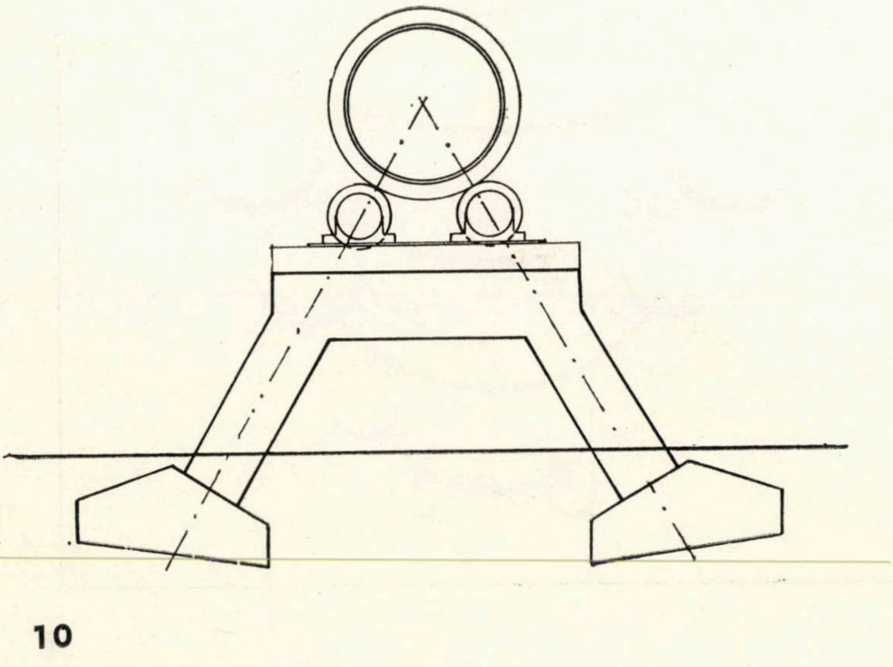


Fig. 5 — Fundațiile cuptorului — elevația

CZ 69.024.3:697.921.26

ACOPERIŞ-TERASĂ VENTILAT NATURAL

Prof. dr. ing. **VIRGIL FOCŞA**
Institutul politehnic Iaşi

Ing. **NICOLAE GIUŞCĂ**
INCERC Iaşi

1. CONSIDERAŢII GENERALE

Studiile privind comportarea higrotermică a structurilor uzuale de acoperişuri-terasă adoptate pentru condiţiile climatice din ţara noastră, ca şi comportarea în exploatare a acestora evidenţiază prezenţa fenomenului de condensare a vaporilor de apă în zonele superioare ale acoperişului.

Eliminarea integrală a condensului din structura teraselor este în principiu posibilă prin adoptarea unor izolaţii termice cu grosimi superioare mărimilor rezultate din calcule sau prin adoptarea unor bariere totale la partea inferioară a structurii terasei, ceea ce implică costuri mari de investiţie şi materiale speciale.

La structurile actuale de terase se preconizează diminuarea acumulării vaporilor de apă din condens, la partea superioară a termoizolaţiei, cu ajutorul unui strat de carton perforat prevăzut la partea inferioară cu nisip grăunţos, cu rol de difuzie a vaporilor de apă, în legătură cu atmosfera la nivelul aticului. Din son-

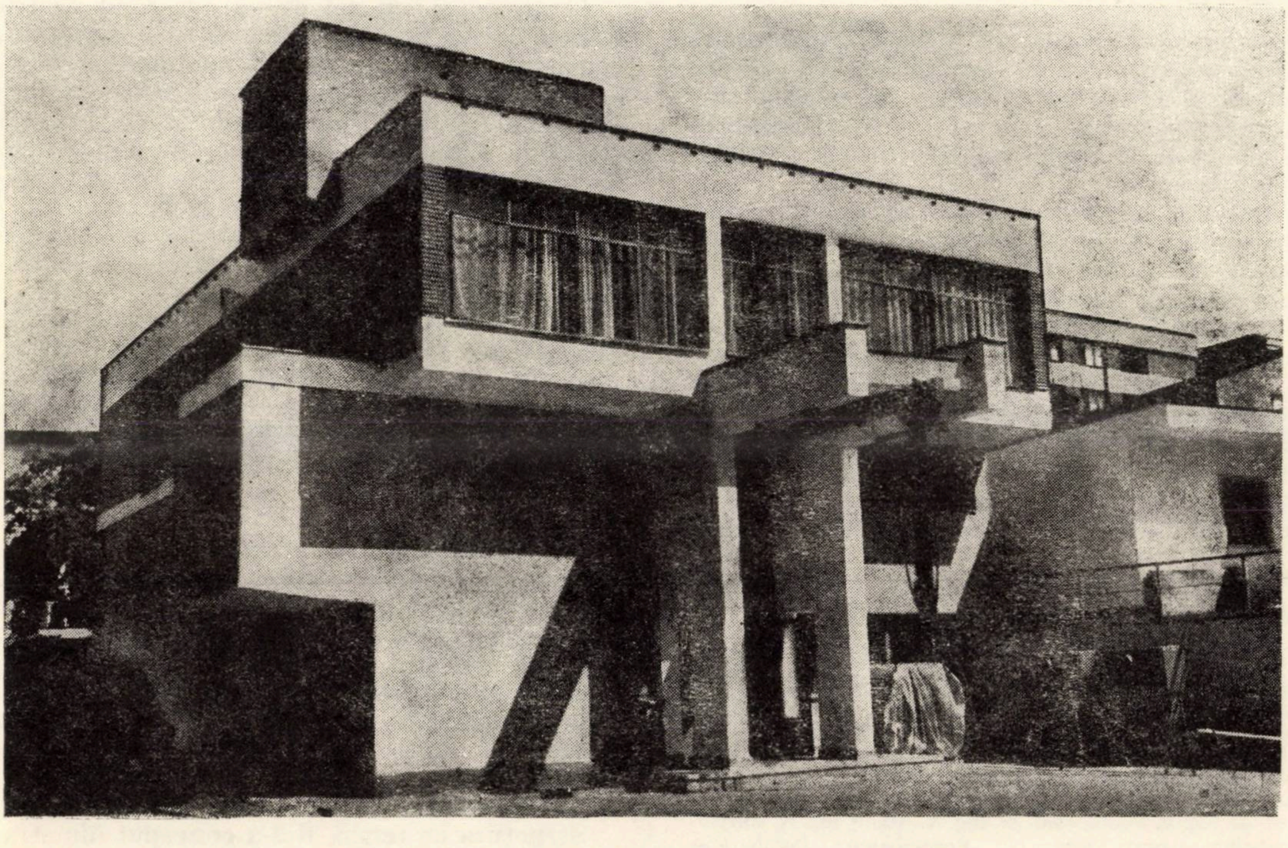


Fig. 1 — Staţia de încercări higrotermice pentru construcţii Iaşi

dajele efectuate privind realizarea practică a stratului de difuzie în cîmp, a realizării comunicației cu atmosfera la nivelul aticului, ca și din experimentările efectuate, a rezultat eficacitatea redusă a acestui sistem. Practic, efectul stratului de difuzie se extinde la o zonă a terasei cu lățimea de cel mult 0,5 m în jurul aticului.

Drenarea corespunzătoare a vaporilor de apă se poate obține prin intermediul unui strat continuu de aer prevăzut deasupra termoizolației, în contact cu atmosfera la nivelul aticului pentru a asigura admisia aerului exterior, iar în partea centrală a terasei eliminarea aerului umed prin intermediul coșurilor de ventilație sau al deflectoarelor. Crearea unui strat continuu de aer deasupra termoizolației presupune folosirea unor elemente-suport care să reziste la încărcările date de hidroizolație, zăpadă, vînt și circulația pe terasă, ceea ce ar duce la realizarea unui al doilea planșeu, mărindu-se costurile de investiție.

În cele ce urmează se prezintă considerentele teoretice și experimentările ce au stat la baza adoptării unor noi structuri de terase, cu ventilare naturală asigurată printr-o rețea de canale ce străbat întreaga terasă, în legătură cu atmosfera exterioară la nivelul aticului prin orificii de admisie a aerului, iar în zona centrală a terasei, prevăzute cu coșuri de ventilație pentru eliminarea aerului umed.

2. EXPERIMENTĂRI PRIVIND COMPORTAREA UNOR STRUCTURI DE ACOPERIȘURI-TERASĂ

La proiectarea clădirii stației de încercări higrotermice pentru construcții din Iași (fig. 1) acoperișul-terasă s-a conceput și realizat din patru tronsoane cu structuri diferite din punctul de vedere al cerințelor higrotermice și al ventilării naturale.

Astfel, la două tronsoane s-au aplicat structuri curente de terase, iar la celelalte două tronsoane s-au conceput structuri cu dispozitive de ventilație naturală.

În tabelul 1 sînt prezentate structurile de terase experimentate, cu următoarea alcătuire:

— **Protecția hidroizolației** din strat de pietriș mărgăritar așternut uniform pe substrat de mastic bituminos, cu funcția de reducere a temperaturii hidroizolației, ca rezultat al acțiunii radiației solare și de limitare a solicitărilor mecanice produse la partea superioară a hidroizolației;

— **Hidroizolația bituminoasă,** formată din două straturi de pînză bitumată tip A 45, un strat de carton bitumat tip CA 400 și patru straturi de bitum, cu funcția de strat impermeabil și de dirijare a apelor meteorice înspre gurile de scurgere.

— **Stratul suport al hidroizolației,** alcătuit diferențiat la cele patru structuri de terasă, astfel: la structura A, stratul suport este alcătuit din plăci de beton cu agregate de granulit de forma și dimensiunile indicate în fig. 2.

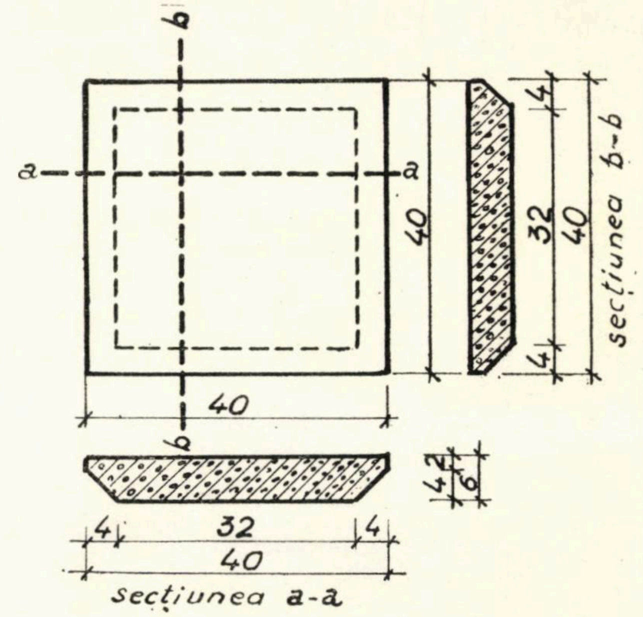


Fig. 2 — Placă suport din beton cu agregate ușoare

Aceste plăci, cu rol de suport rigid pentru hidroizolație, asigură, prin forma adoptată, canalele de ventilație ce străbat întreaga terasă și, prin caracteristicile betonului ușor din care sînt confecționate, contribuie și la izolarea termică. Dispunerea plăcilor și organizarea circulației aerului și a vaporilor de apă în interiorul canalelor sînt prezentate în fig. 3.

În fig. 4 și 5 se prezintă orificiile de admisie a aerului, respectiv orificiile de evacuare a aerului și a vaporilor de apă.

La confecționarea plăcilor din beton de granulit s-a urmărit obținerea unui material ușor, care să prezinte proprietăți termoizolante superioare și rezistență mecanică la solicitările din transport și manipulare. În acest scop s-a folosit granulit cu greutate specifică aparentă redusă $\rho = 700$ kg/m^3 și granulație mare, sortul 15—30 mm.

Pentru satisfacerea cerințelor de mai sus, tehnologia de confecționare s-a bazat pe amestecarea în stare uscată a granulitului, nisipului și cimentului pînă la omogenizare, după care s-a adăugat apă prin stropire, amestecîndu-se continuu pînă la apariția apei la suprafața amestecului, după care s-a introdus în tipar și s-a compactat. Partea superioară a plăcilor s-a nivelat prin drișcuire cu mortar de ciment, în strat subțire.

Structura de terasă **B** s-a conceput din straturi identice cu structura **A,** dar fără canale de

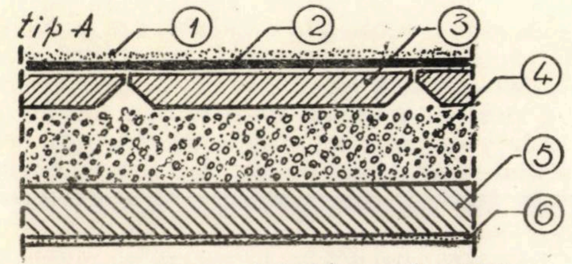
---

[*] Clădirea, în ansamblul său, a fost concepută ca obiect de experimentare în ce privește comportarea higrotermică. Astfel, elementele componente (fundații, pereți, planșee) au fost realizate în soluții diferențiate, avînd înglobați traductori termoelectrici pentru studiul variațiilor caracteristicilor higrotermice ale materialelor, în condiții de exploatare. Proiectul a fost întocmit de următorul colectiv: *construcții* — prof. dr. ing. V. Focșa, conf. dr. ing. A. Radu, ing. N. Giușcă; *arhitectură* — conf. arh. N. Porumbescu; *instalații* — dr. ing. C. Bogos.

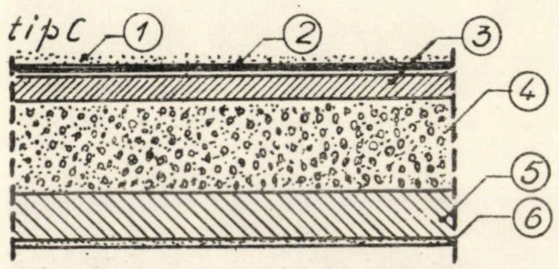
Tabelul 1

Caracteristicile fizice ale teraselor experimentate

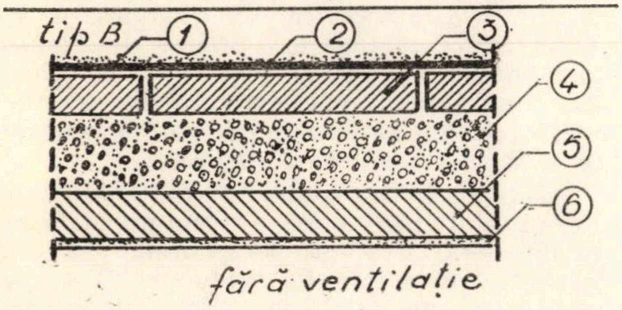
Nr. crt.	Structura terasei 1	Straturile componente ale terasei 2	Grosimea 3	Greutatea specifică aparentă kg/m³ 4	Conductivitatea termică kcal/mh °C 5	Coeficientul de asimilare termică S 24 6	Rezistența la permeabil. termică m² h°C/kcal 7	Caract. inerției termice 8	Observații 9
1	Tip A	suprafața exterioară	—	—	—	—	0,050	—	La structurile prevăzute cu canale de ventilație grosimea izolației termice menținută constantă pe întreaga suprafață a terasei s-a calculat cu expresia $d_{\text{iz.min.}}^{corectat} = 1{,}05 \left[\lambda_{\text{iz.}} \left(R_0 - \frac{1}{\alpha_i} - \sum_{k=1}^{n-1} \frac{d_k}{\lambda_k} - \frac{1}{\alpha_e} \right) \right]$
		① strat de protecție a hidroiz.	0,008	1600	0,50	6,45	0,016	0,103	
		② hidroizolație bituminoasă	0,015	600	0,10	2,95	0,150	0,443	
		③ plăci termoizolante	0,06	1100	0,32	3,22	0,187	0,602	
2	Tip B	④ strat termoizolant (granulit)	0,10	700	0,19	2,16	0,526	1,136	
		⑤ planșeu de beton armat	0,10	2400	1,40	13,20	0,071	0,937	
		⑥ tencuială de mortar	0,015	1600	0,60	7,05	0,025	0,176	
		suprafața interioară	—	—	—	—	0,145	—	
						R_{ef}	=1,17		
3	Tip C	suprafața exterioară	—	—	—	—	0,050	—	
		① strat de protecție a hidroiz.	0,008	1600	0,50	6,45	0,016	0,103	
		② hidroizolație bituminoasă	0,015	600	0,10	2,95	0,150	0,443	
		③ șapă suport a hidroiz.	0,04	1800	0,65	8,20	0,061	0,500	
		④ strat termoizolant (granulit)	0,125	700	0,19	2,16	0,652	1,408	
4	Tip	⑤ planșeu de beton armat	0,10	2400	1,40	13,20	0,071	0,937	
		⑥ tencuială de mortar	0,015	1600	0,60	7,05	0,025	0,176	
		suprafața interioară	—	—	—	—	0,145	—	
						R_{ef}	=1,17		



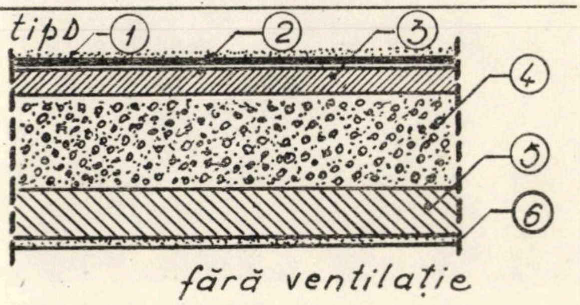
cu ventilație naturală



cu ventilație naturală



fără ventilație



fără ventilație

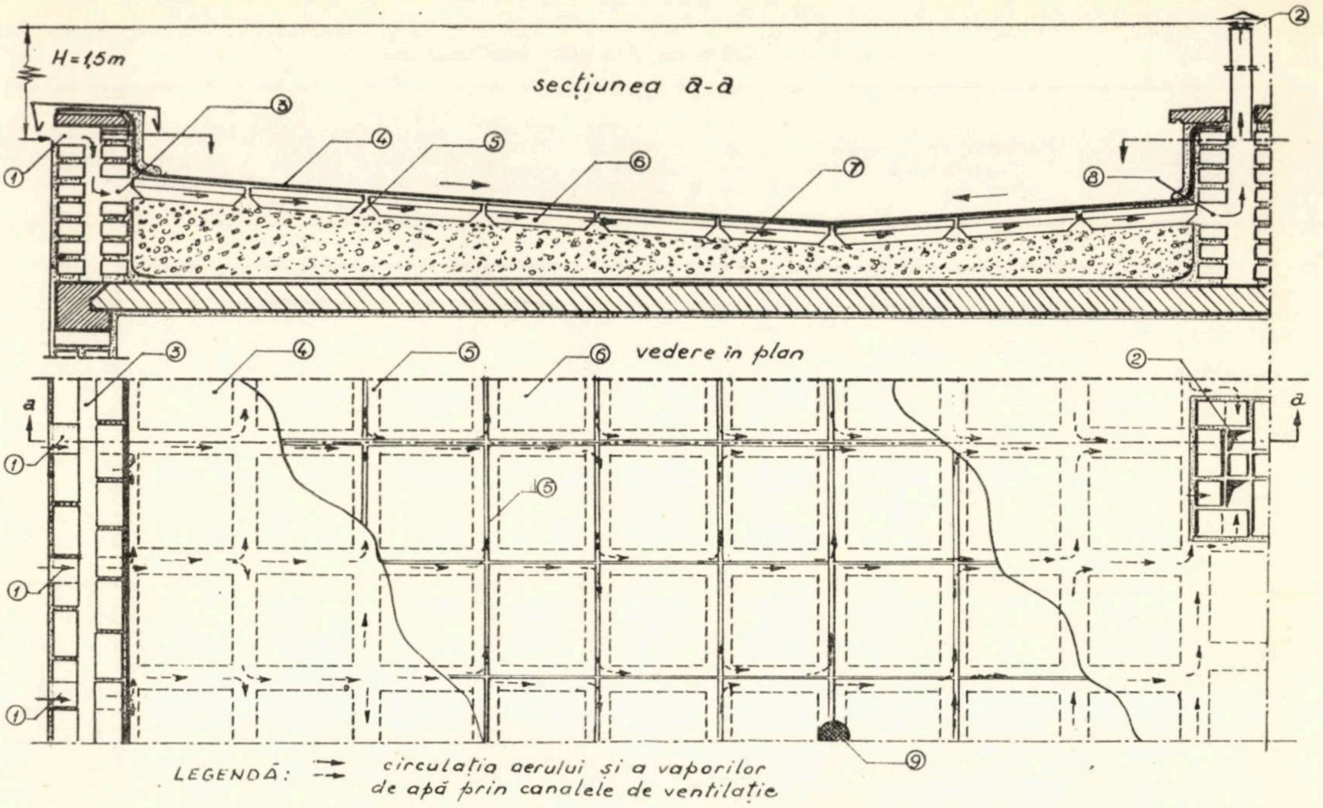

H=1,5m
secțiunea a-a
①
②
③
④
⑤
⑥
⑦
⑧
vedere în plan
a
⑨
LEGENDĂ:
circulația aerului și a vaporilor de apă prin canalele de ventilație

Fig. 3 – Terasă cu canale pentru ventilație naturală (plan și secțiune):

1 – orificii pentru admisia aerului; 2 – orificii pentru evacuarea aerului și a vaporilor de apă; 3 – canal de ventilație în atic; 4 – hidroizolație; 5 – canale de ventilație în planul terasei; 6 – plăci din beton cu agregate de granulit; 7 – strat termoizolant din granulit; 8 – orificii de evacuare în coșurile de ventilație; 9 – gură de scurgere a apelor meteorice

Fig. 4 – Clădirea stației higrotermice Iași. La partea superioară a aticului se observă orificiile de admisie a aerului

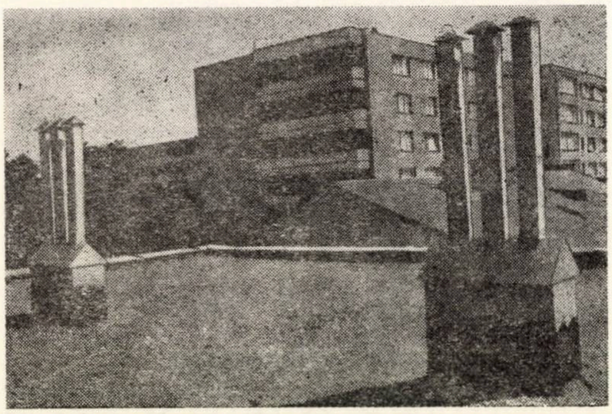


Fig. 5 – Coșuri de ventilație dispuse în zona centrală a terasei ventilate

ventilare, servind ca martor în determinările experimentale.

La structurile de terasă **C** și **D**, stratul-suport al hidroizolației este format din șapă monolită de mortar, conform tehnologiilor tradiționale.

Stratul termoizolant este format, la toate structurile experimentate, din granulit în stare de agregat pilonat. Acesta este dispus în grosime variabilă pentru a se crea și pantele de scurgere a apelor. La structura de terasă **A**, acest strat, prin intermediul canalelor, are posibilități de ventilare. La structura **C**, granulitul este în legătură directă cu atmosfera, la nivelul aticului, prin intermediul unor orificii de admisie, iar în porțiunea centrală a terasei, prin intermediul unor coșuri de ventilație. Structurile **B** și **D** au fost concepute din straturi identice cu structurile **A** și **C**, dar fără canale de ventilare.

La toate structurile de terase s-au prevăzut traductori pentru măsurarea temperaturii în secțiunile caracteristice. La structura A s-au prevăzut traductori la orificiul de admisie, în interiorul canalului, la 0,5 m de la orificiul de admisie, în lungul canalului din metru în metru, la 0,5 m pînă la orificiul de evacuare, în orificiul de evacuare (fig. 6).

La structura de terasă **C** s-au introdus traductori în poziții identice ca la structura **A**, dispuși în interiorul stratului de granulit. La toate structurile s-au introdus traductori în secțiuni curente, în suprafețele de separare ale straturilor componente (fig. 7).

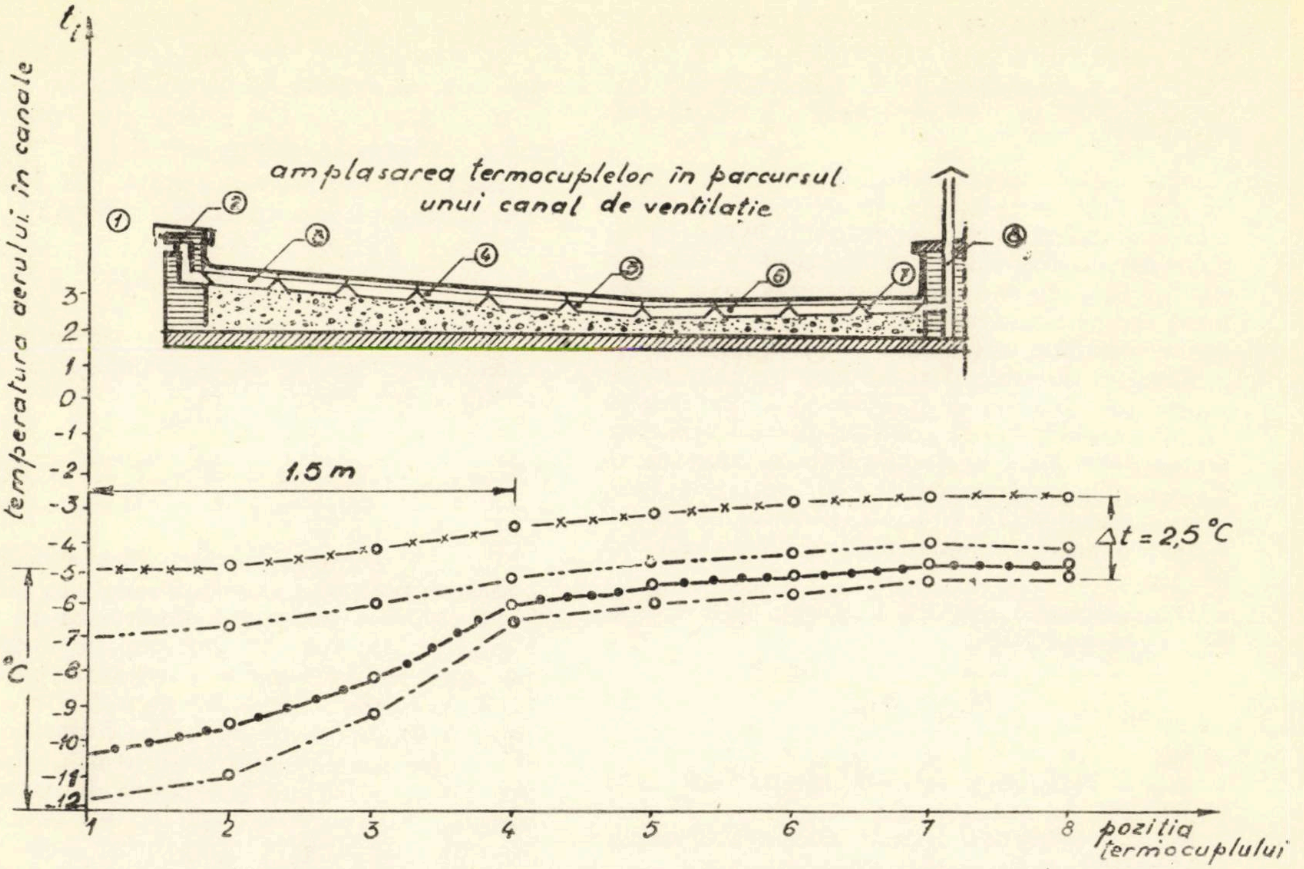


Fig. 6 — Variaţia temperaturilor în canalele de ventilaţie în condiţii de iarnă:
—·—·—·— temperaturi înregistrate la ora 2; —●—●—●— temperaturi înregistrate la ora 8; —x—x—x— temperaturi înregistrate la ora 14; —··—··— temperaturi înregistrate la ora 19

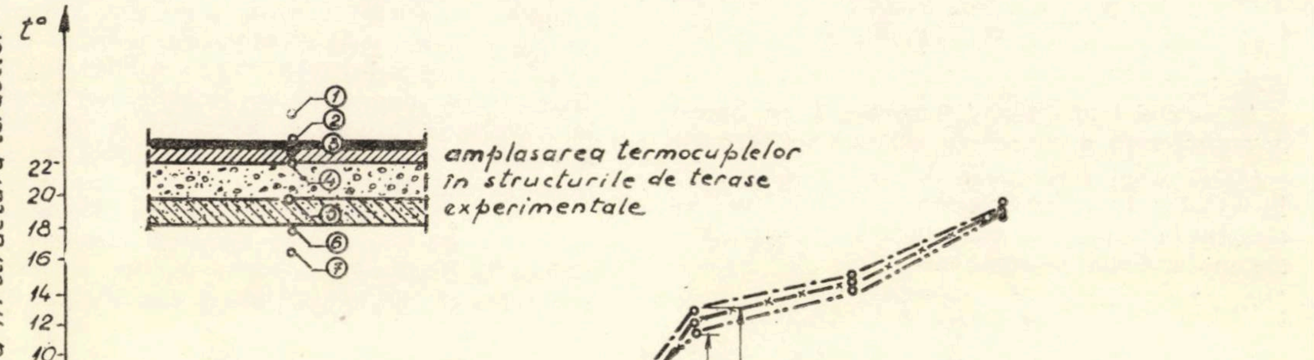


Fig. 7 — Temperaturile înregistrate în perioada de iarnă într-o secţiune curentă a structurilor de terase experimentate:
—·—·—·— structura A, prevăzută cu ventilaţie naturală; —··—··— structura B, fără ventilaţie naturală;
—x—x—x— structurile C şi D

3. CONSIDERAȚII TEORETICE ȘI EXPERIMENTALE PRIVIND STRUCTURA, CALCULUL ȘI COMPORTAREA HIGROTERMICĂ A TERASEI CU VENTILAȚIE NATURALĂ

Dimensiunile straturilor componente ale teraselor fără ventilație, din punctul de vedere al cerințelor de confort termic, s-au stabilit în funcție de valorile temperaturilor aerului interior și exterior (t_i, t_e), diferența de temperatură maximă admisă între temperatura aerului interior și temperatura suprafeței interioare a planșeului ($\Delta\tau_i$), coeficienții de schimb superficial de căldură la suprafețele interioară și exterioară ale terasei (α_i, α_e), coeficienții de conductivitate termică ai materialelor (λ_k), coeficientul de masivitate al elementelor componente (m), caracteristica inerției termice (D) și coeficientul (n) ce caracterizează poziția elementului de construcție în clădire.

Dimensionarea termică a terasei implică verificarea inegalității:

$$R_{\text{ef.}} \geqslant R_{o\,\text{nec.}} \tag{1}$$

unde:

R_{ef} — rezistența termică efectivă a terasei, exprimată în m²h°C/kcal;

$R_{o\text{nec}}$ — rezistența termică necesară a terasei, exprimată în m²h°C/kcal.

Rezistența termică necesară, fără a lua în considerare caracteristica inerției termice, este dată de relația:

$$R_{o\,\text{nec.}} = \frac{R_o}{m} = \frac{(t_i - t_e)\,n}{\alpha_i\,\Delta\tau_i} \tag{2}$$

unde:

R_0 — rezistența termică necesară cu luarea în considerare a caracteristicii inerției termice.

Considerînd structurile de terase prezentate în tabelul 1, se stabilesc rezistențele termice efective în funcție de caracteristicile termofizice ale materialelor componente:

$$R_{\text{ef.}} = \frac{1}{\alpha_i} + \sum_{k=1}^{n} \frac{d_k}{\lambda_k} + \frac{1}{\alpha_e} \tag{3}$$

unde:

d_k — grosimea stratului k, exprimată în metri.

Din relațiile (1), (2) și (3) se poate determina grosimea minimă a stratului termoizolant ($d_{iz.\text{min}}$):

$$d_{iz.\text{min.}} = \lambda_{iz.} \left(R_{o\text{nec.}} - \frac{1}{\alpha_i} - \sum_{k=1}^{m-1} \frac{d_k}{\lambda_k} - \frac{1}{\alpha_e} \right) \tag{4}$$

Pentru a lua în considerare și caracteristica D a inerției termice, se calculează expresia:

$$D = \sum_{k=1}^{n} R_k S_k \tag{5}$$

unde:

R_k — rezistența la permeabilitate termică a stratului k, exprimată în m²h°C/kcal

S_k — coeficientul de asimilare termică a stratului k, exprimat în kcal/m²h°C.

Rezistența termică necesară, cu luarea în considerare a inerției termice, rezultă:

$$R_0 = m \cdot R_{o\,\text{nec}} \tag{6}$$

În final, grosimea minimă a stratului termoizolant, cu luarea în considerare a inerției termice, rezultă:

$$d_{iz.\text{mtn.}} = \lambda_{iz.} \left(R_0 - \frac{1}{\alpha_i} - \sum_{k=1}^{n-1} \frac{d_k}{\lambda_k} - \frac{1}{\alpha_e} \right) \tag{7}$$

Valorile caracteristicilor, fără considerarea ventilării naturale, sînt menționate în tabelul 1.

În ceea ce privește comportarea la difuzia vaporilor de apă, la terasele neventilate în perioada de iarnă, datorită orientării gradientului de presiune a vaporilor de apă și a gradientului de temperatură, circulația vaporilor de apă se face cu ușurință pînă în straturile superioare ale terasei. Întîlnind izolația hidrofugă, ce prezintă mare rezistență la permeabilitatea vaporilor de apă și temperaturi sub valorile de rouă, condensează și se acumulează, ceea ce face să crească permeabilitatea la transmisia căldurii a materialelor izolante, reducînd astfel substanțial capacitatea de izolare termică a acoperișului—terasă. Acest fenomen duce la scăderea confortului, prin creșterea senzației de frig, și la apariția condensului pe fața interioară a planșeului (fig. 8). În caz de îngheț-dezgheț apar degradări ale materialelor umede. În condiții de vară au loc fenomene de bășicare a hidroizolației și solicitări ce afectează integritatea învelitorii.

În cazul prezenței unui strat de difuzie și a canalelor de ventilație, datorită rezistențelor reduse la permeabilitatea la vapori, se obține reducerea presiunii parțiale a vaporilor și diri-

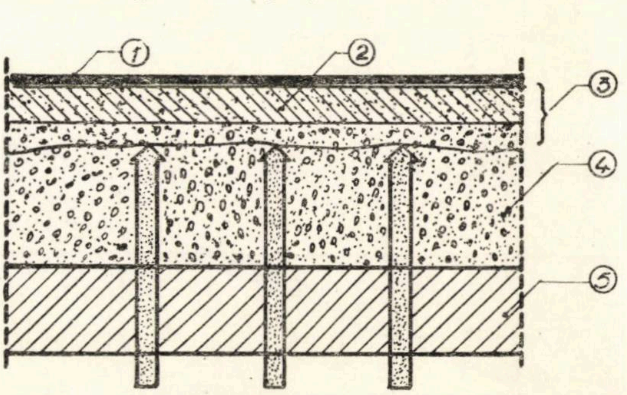


Fig. 8 — Circulația vaporilor de apă în perioada de iarnă într-o terasă fără ventilare naturală:

1 — hidroizolație; 2 — șapa suport a hidroizolației; 3 — zonă de condens a vaporilor de apă; 4 — termoizolație; 5 — planșeu de beton

jarea aerului umed spre canalele de ventilaţie puse în legătură cu atmosfera înconjurătoare (fig. 9).

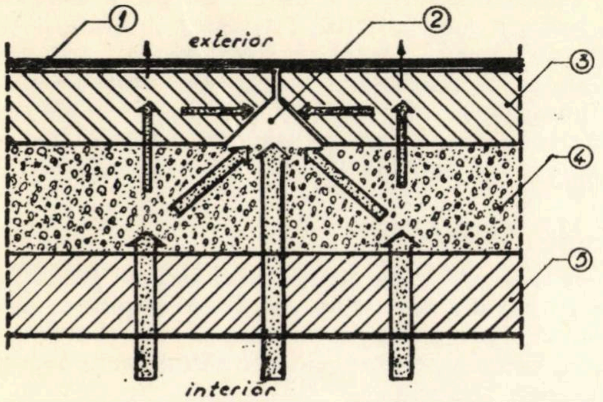


Fig 9. — Circulaţia vaporilor de apă în perioada de iarnă într-o terasă cu canale de ventilaţie:
1 — hidroizolaţie: 2 — canal de ventilaţie; 3 — placă de beton cu agregate uşoare; 4 — termoizolaţie din granulit; 5 — planşeu de beton

Din experimentări efectuate de către catedra de Construcţii de la Institutul politehnic Iaşi şi din literatura de specialitate, a rezultat că în cazul unor canale de ventilaţie de secţiuni mici şi lungimi mari nu se manifestă eficienţa acestora asupra difuziei vaporilor de apă. Astfel, la canale cu secţiunea transversală mai mică de 0,8 cm^2 şi la lungimi ce depăşesc 0,5—0,6 m, influenţa lor privind difuzia vaporilor de apă devine neglijabilă.

Pentru a se realiza o ventilaţie eficientă a vaporilor de apă, terasa trebuie să satisfacă următoarele condiţii:

— Să prezinte o zonă permeabilă, alcătuită din materiale cu porozitate mare, care să asigure difuzia vaporilor de apă sub acţiunea diferenţelor de presiune parţială a vaporilor de apă ce pot exista în canale şi în materialele componente ale structurii terasei. La terasele experimentate, acest rol este asigurat de stratul termoizolant din granulit şi plăci din beton uşor.

— Continuitatea canalelor de ventilaţie şi asigurarea legăturii lor cu atmosfera prin orificii de admisie şi de evacuare.

— Distanţa dintre orificiile de admisie şi de evacuare să fie de maximum 5—6 m.

— Transportul efectiv al vaporilor de apă prin convecţia naturală a aerului, sub influenţa diferenţei de presiune atmosferică creată de vînt şi de diferenţa de temperatură. Vîntul are acţiune pozitivă, creînd presiune la nivelul orificiilor de admisie şi depresiune la partea superioară a deflectoarelor, ceea ce duce la activarea circulaţiei aerului şi a vaporilor de apă prin canale. Din determinările efectuate la diferite temperaturi ale aerului exterior a rezultat că viteza aerului în canale creşte o dată cu scăderea temperaturii exterioare (fig. 6).

Viteza aerului în canalele de ventilaţie este în funcţie, în principal, de numărul şi dimensiunile orificiilor de admisie şi evacuare, de lungimea şi dimensiunile secţiunii transversale ale canalelor, de diferenţa de înălţimea *H* între orificiile de admisie şi evacuare, de viteza vîntului, de gradientul de presiune parţială a vaporilor de apă, de diferenţa între temperatura aerului exterior şi temperatura interioară.

În cadrul experimentărilor efectuate s-au înregistrat viteze ale aerului de 0,1 ...0,3 m/s la intrarea în orificiile de admisie, de 0,2... 0,4 m/s la ieşirea din orificiile de evacuare şi de 0,04 ...0,1 m/s în secţiunile curente ale canalelor de ventilaţie.

La tronsonul de terasă prevăzut cu strat de difuzie din granulit şi canale de ventilaţie, eliminarea apei din interiorul terasei a fost deosebit de evidentă, în special în prima parte a perioadei reci. Circulaţia vaporilor de apă în terasa ventilată s-a evidenţiat prin condensarea lor în zona deflectoarelor de tablă şi, sub formă lichidă, în jurul coşurilor de ventilaţie.

În cazul structurii cu izolaţie termică din agregate de granulit pilonat, pusă direct în legătură cu atmosfera, aceasta rezolvă difuzia şi tendinţa de egalizare a presiunilor parţiale ale vaporilor de apă din cuprinsul terasei cu presiunile parţiale ale vaporilor de apă din atmosfera exterioară, dar nu asigură evacuarea, transportul vaporilor de apă în exterior, deci nu exclude pericolul de condensare a acestora în zonele reci.

În perioada de vară, orientarea gradientului presiunii parţiale a vaporilor de apă şi a gradientului de temperatură fiind inversată, cantitatea de apă existentă în terasă, din execuţie sau din condensarea în zonele reci, ca şi din infiltraţii, fiind încălzită, se evaporă şi determină o creştere locală a presiunii vaporilor de apă şi, ca rezultat, se obţine difuzia lor prin stratul de granulit sau de beton uşor spre canalele de ventilaţie şi eliminarea în atmosferă (fig. 10).

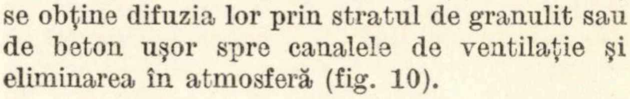


Fig. 10 — Circulaţia vaporilor de apă în perioada de vară într-o terasă cu canale de ventilaţie:
1 — hidroizolaţie; 2 — canal de ventilaţie; 3 — placă de beton cu agregate uşoare; 4 — granulit; 5 — planşeu de beton; 6 — zonă de condens al vaporilor de apă

La terasele fără strat de difuzie, în zilele însorite, cînd are loc o evaporare accelerată a apei acumulate în structura terasei, dacă nu există posibilităţi de detentă, de reducere a presiunii vaporilor de apă, se manifestă desprinderea şi ridicarea hidroizolaţiei de pe stratul suport şi formarea de cavităţi umplute cu vapori de apă. O dată cu aceasta are loc degradarea hidroizolaţiei prin alunecarea pînzelor, tensionarea ţesăturii şi apariţia de fisuri (fig. 11).

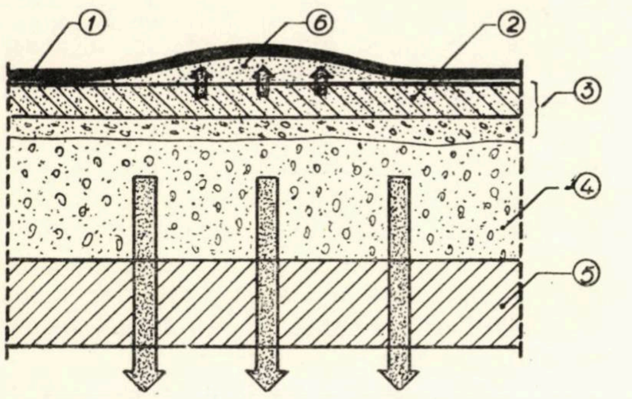


Fig. 11 – Circulaţia vaporilor de apă în perioada de vară într-o terasă fără ventilarea aerului:
1 – hidroizolaţie ; 2 – şapa suport a hidroizolaţiei ; 3 – zonă de condens al vaporilor de apă ; 4 – termoizolaţie ; 5 – planşeu de beton ; 6 – cavitate umplută cu vapori de apă

Din măsurătorile efectuate la terasele experimentate s-a constatat o creştere a conductivităţii termice cu cca 4...8 %, în dreptul canalelor în raport cu secţiunile din centrul plăcilor. Această creştere a permeabilităţii la transmisia căldurii s-a manifestat pe lungimi ale canalelor de 1...2 m de la orificiul de admisie. În zona de lîngă atic, aerul rece admis nu afectează capacitatea de izolare termică a terasei deoarece materialul termoizolant are grosimea majorată pentru a crea pantele de scurgere a apelor meteorice. Dacă stratul de izolaţie termică se menţine de grosime constantă pe întreaga suprafaţă, la terasele ventilate la care suprafaţa în plan a canalelor este mai mică de 20 % din suprafaţa aferentă este necesară sporirea cu 5 % a grosimii minime a izolaţiei termice, ($d^{corectat}_{iz.min}$) :

$$d^{corectat}_{iz.min.} = 1,05 \left[\lambda_{iz} \left(R_0 - \frac{1}{\alpha_i} - \sum_{k=1}^{n-1} \frac{d_k}{\lambda_k} - \frac{1}{\alpha_e} \right) \right] \qquad (8)$$

La terasa experimentată, cu aceeaşi alcătuire structurală, dar neprevăzută cu canale de ventilare, s-a constatat o diminuare a rezistenţelor la transmisia căldurii de cca 20 %, ca urmare a creşterii conductivităţii termice a materialelor termoizolante datorită condensării vaporilor de apă şi acumulării umidităţii. Astfel, stratul termoizolant al structurii B a dus la o diferenţă a temperaturilor, pe suprafeţele lui, de numai 9°C faţă de 12°C la structura A (fig. 7).

4. CONCLUZII

Structurile de acoperişuri-terase prevăzute cu reţea de canale de ventilaţie la partea superioară, pe întreaga suprafaţă, în contact cu atmosfera ambiantă, prezintă în principal următoarele avantaje :

- Asigură detenta vaporilor de apă prin comunicaţia canalelor cu atmosfera exterioară sub acţiunea diferenţei de presiune la orificiile de admisie şi evacuare şi circulaţia aerului prin canale, ducînd la antrenarea şi eliminarea în atmosferă a vaporilor de apă acumulaţi în terasă.

- Îmbunătăţeşte comportarea termică a terasei prin menţinerea materialelor termoizolante în limite de umiditate admisibile.

- Elimină apariţia condensului pe tavanul terasei, condens care poate interveni datorită reducerii capacităţii de izolare termică sub acţiunea umidităţii acumulate în materialele termoizolante.

- Elimină procesele umede la execuţie, şapa de mortar suport pentru hidroizolaţie fiind înlocuită de plăcile prefabricate din beton cu agregate uşoare, peste care se dispune direct hidroizolaţia.

- Evită degradarea hidroizolaţiei sub acţiunea radiaţiei solare.

- Valorifică o gamă largă de materiale locale uşoare termoizolante.

BIBLIOGRAFIE

[1] CAMERER S. S. : *Der wärme- und Kältenschutz in der Industrie*. Berlin, Springer-Verlag, 1962
[2] FOCŞA V. : *Higrotermica şi acustica clădirilor*. Iaşi, 1970
[3] LICOV A. V., MIHAILOV I. A. : *Teoria teplo i massoperenosa*. Moscova, Gosenergizdat, 1963

CZ 621.315.3:621.397:728.51 (498)

Instalațiile de radioamplificare, televiziune și traducere simultană la hotelul "Intercontinental" din București

Ing. **IONEL ROTH**
Institutul „Proiect București”

În cursul anului 1971 a fost dat în exploatare hotelul „Inter·continental”, obiectiv turistic care a îmbogățit artera principală a Bucureștiului cu o construcție monumentală realizată la un înalt nivel calitativ, atît din punct de vedere estetic, cît și al condițiilor de confort oferit vizitatorilor. Cerințele acestea au constituit premisele avute în vedere la proiectare și au condus la echiparea hotelului cu instalații moderne, printre care se înscriu și cele de transmisiuni sonore și vizuale. Unele dintre aceste instalații sînt destinate vizitatorilor, iar altele presonalului de deservire al hotelului. În prima grupă se încadrează instalațiile de radiodistribuție în camerele de cazare, radioamplificare a spațiilor publice, sonorizare a sălii de festivități și a restaurantului superior, traducere simultană, antenă colectivă și televiziune internă. Din cea de-a doua grupă fac parte instalațiile de radioamplificare a spațiilor de serviciu și de căutare a persoanelor.

Instalația de radiodistribuție

Asigură transmiterea simultană a patru programe muzicale sau a unor comunicări în trei apartamente de lux și 416 camere de cazare ale hotelului. Instalația cuprinde echipamentul central, amplasat într-o încăpere situată la etajul 1 tehnic, și rețeaua circuitelor de difuzoare pentru distribuția programelor în camerele de cazare situate la etajele 3—20 și în birourile de la etajul 2 (fig. 1)

Programele muzicale sînt obținute prin recepția stațiilor naționale de radiodifuziune și din înregistrări pe bandă reproduse cu ajutorul unor lectoare magnetice cu casetă. Instalația cuprinde, ca surse de program, patru radioreceptoare de înaltă calitate (fig. 2), două lectoare magnetice cu casetă, două linii exterioare și un panou de comutare cu butoane pentru selectarea programelor.

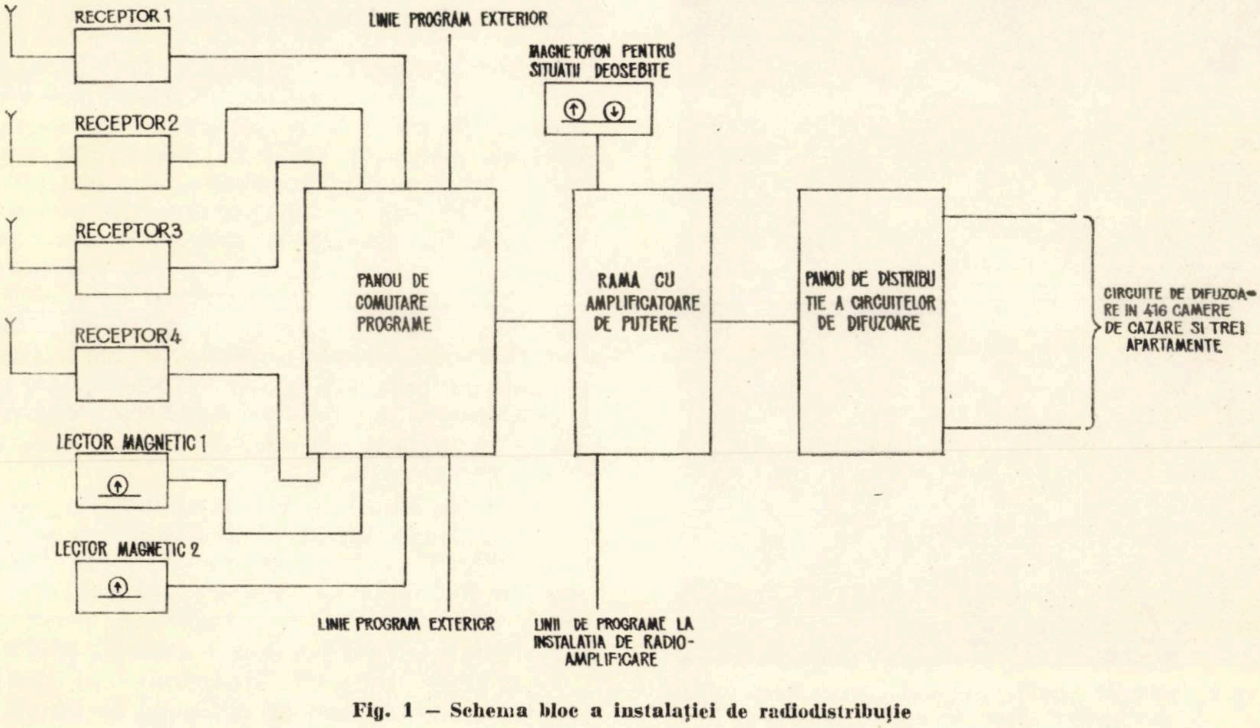

RECEPTOR 1
LINIE PROGRAM EXTERIOR
MAGNETOFON PENTRU SITUATII DEOSEBITE
RECEPTOR2
RECEPTOR3
RECEPTOR4
PANOU DE COMUTARE PROGRAME
RAMA CU AMPLIFICATOARE DE PUTERE
PANOU DE DISTRIBUTIE A CIRCUITELOR DE DIFUZOARE
CIRCUITE DE DIFUZOARE IN 416 CAMERE DE CAZARE SI TREI APARTAMENTE
LECTOR MAGNETIC 1
LECTOR MAGNETIC 2
LINIE PROGRAM EXTERIOR
LINII DE PROGRAME LA INSTALATIA DE RADIO-AMPLIFICARE

Fig. 1 — Schema bloc a instalației de radiodistribuție

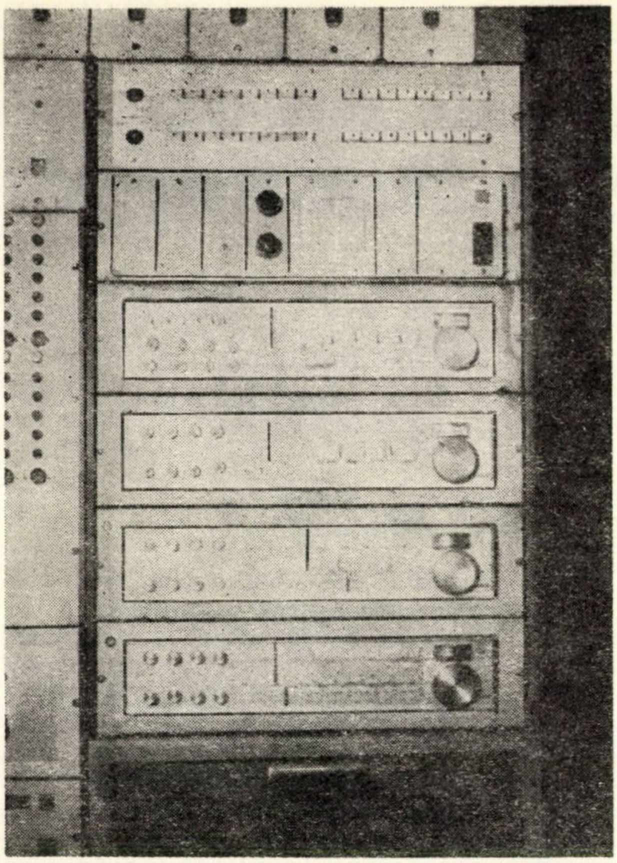


Fig. 2 – Grup de patru radioreceptoare pentru instalația de radiodistribuție

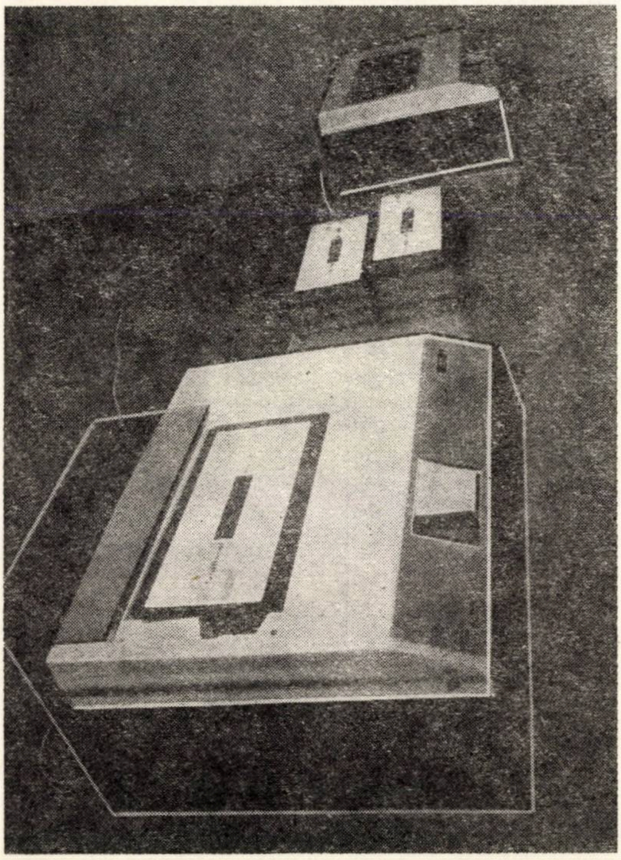


Fig. 3 – Grup de două lectoare magnetice cu casetă (între ele sînt așezate casete cu bandă magnetică)

Lectoarele magnetice cu casetă (fig. 3) asigură furnizarea neîntreruptă a unui program înregistrat timp de 8 ore. Agregatul funcționează cu viteza de 4,75 cm/s și folosește o bandă cu patru piste. Dacă banda, în cursul derulării ei, ajunge la unul din capete, automatica lectorului comandă inversarea sensului de derulare și schimbarea corespunzătoare a capului de citire. Operația se repetă pînă la parcurgerea celor patru piste, după care se revine la prima pistă. Schimbarea casetei se face în cîteva secunde. Înregistrarea programelor se face pe un magnetofon obișnuit.

Ca sursă de program funcționează și un magnetofon cu casetă conținînd comunicări pentru situații deosebite (incendii, alarmă etc.).

În fiecare cameră de cazare se găsește cîte un panou de noptieră (fig. 4 și 5) cuprinzînd un difuzor eliptic de 4 W cu transformator de adaptare, un buton pentru selectarea programului, un potențiometru pentru reglarea nivelului sonor și un releu de comutare.

Panourile de noptieră sînt conectate la cinci circuite, dintre care patru de program și unul de alarmă. Acesta din urmă asigură comutarea de pe programele muzicale pe programul de comunicări de alarmă transmis de magnetofonul cu casetă în cazurile de situații deosebite amintite. Transmiterea acestor comunicări se face cu intensitate maximă chiar dacă selectorul de program și potențiometrul din panoul de noptieră sînt deconectați.

Prin soluția adoptată, instalația de radiodistribuție îndeplinește deci, pe lîngă sarcina de transmitere a programelor, și pe aceea de avertizare și îndrumare a vizitatorilor în situațiile deosebite.

Instalația de radioamplificare

îndeplinește funcțiuni multiple. Astfel, ea asigură sonorizarea spațiilor publice (recepție, alimentație publică, coridoare) și de serviciu (ateliere, magazii, vestiare) permițînd distribuția programelor muzicale, anunțurilor și informațiilor sau apelul unor anumite persoane. Totodată, ea asigură transmiterea unor programe vorbite sau muzicale (mono sau stereofonice) în sala mare de festivități cu o capacitate de 500 de locuri, situată la etajul 1, precum și în restaurantul superior, situat la etajul 21. Sala de festivități are un caracter polivalent și este destinată a fi folosită pentru conferințe, banchete, parade ale modei, baluri, congrese internaționale etc.

Instalația cuprinde echipamentul central de producere, amplificare și distribuție a programelor și rețeaua circuitelor de difuzoare. Pentru sala de festivități și restaurantul superior au fost prevăzute circuite de microfon, precum și cîte două pupitre de mixaj a surselor utilizate.

Programele muzicale distribuite în spațiile publice și de serviciu se obțin de la instalația de radiodistribuţie, iar anunţurile se transmit prin intermediul unui pupitru de comandă pus la dispoziţia operatoarelor centralei telefonice.

Pentru sala de festivităţi s-au prevăzut surse separate (magnetofon şi disclector stereofonic) care pot fi selectate prin intermediul unui panou de comutare. Prizele de microfoane din sală pot fi selectate în funcţie de necesitate, prin intermediul unui panou de comutare, prevăzut în mod special în acest scop (fig. 6).

Pentru mixarea şi controlul programelor distribuite în cele două săli se folosesc cîte două pupitre de mixaj cu patru intrări. La sala de festivităţi s-a prevăzut şi o unitate cu separatoare care permite totodată şi obţinerea unor efecte de reverberaţie artificială.

Echipamentul central, amplasat în aceeaşi încăpere cu echipamentul de radiodistribuţie, cuprinde 14 amplificatoare (12 de lucru şi două de rezervă) şi panoul de distribuţie a circuitelor pentru circa 300 de difuzoare.

Vederea de ansamblu a echipamentului central este prezentată în figura 7.

Pupitrele de mixaj pentru sala de festivităţi şi sursele necesare acesteia sînt amplasate în cabina de regie tehnică adiacentă, situată la etajul 1 tehnic (fig. 8).

În anumite spaţii publice (hol recepţie, restaurante, baruri, săli de banchete) s-au prevăzut pe circuitele de difuzoare elemente pentru reglarea convenabilă a nivelului sonor. În acele spaţii în care se dovedeşte necesară şi utilizarea unor surse locale (microfoane pentru cuvîntări, magnetofoane etc.), prin aceste elemente de reglare a nivelului se realizează şi întreruperea transmisiei programului central şi introducerea programului local.

Difuzoarele din sala de festivităţi şi restaurantul superior sînt amplasate judicios în tavan spre a crea o distribuţie cît mai uniformă a sunetului. Pentru redarea muzicii stereofonice s-au prevăzut incinte acustice mobile de 25W care sînt amplasate în stînga şi în dreapta zonei frontale a spaţiilor respective. Elementele de reglare a nivelului, care permit alegerea intensităţii acustice dorite în funcţie de condiţiile cerute de fiecare sală, sînt amplasate în încăperea echipamentului central.

Instalaţia de traducere simultană

deserveşte spaţiile publice de la etajul 1, respectiv sala de festivităţi (polivalentă), sala de conferinţe şi spaţiile anexe acestora. Prin intermediul instalaţiei se asigură traducerea în cinci limbi a manifestărilor organizate în spaţiile respective. (Schema instalaţiei este prezentată în figura 9.) În acest scop, la etajul 1 tehnic adiacent cu sala polivalentă s-au prevăzut şase cabine pentru interpreţi şi o cabină de regie tehnică. Instalaţia de traducere simultană funcţionează fără fir şi permite ca participanţii, la o manifestare organizată în aceste spaţii, să recepţioneze simultan, prin intermediul unui

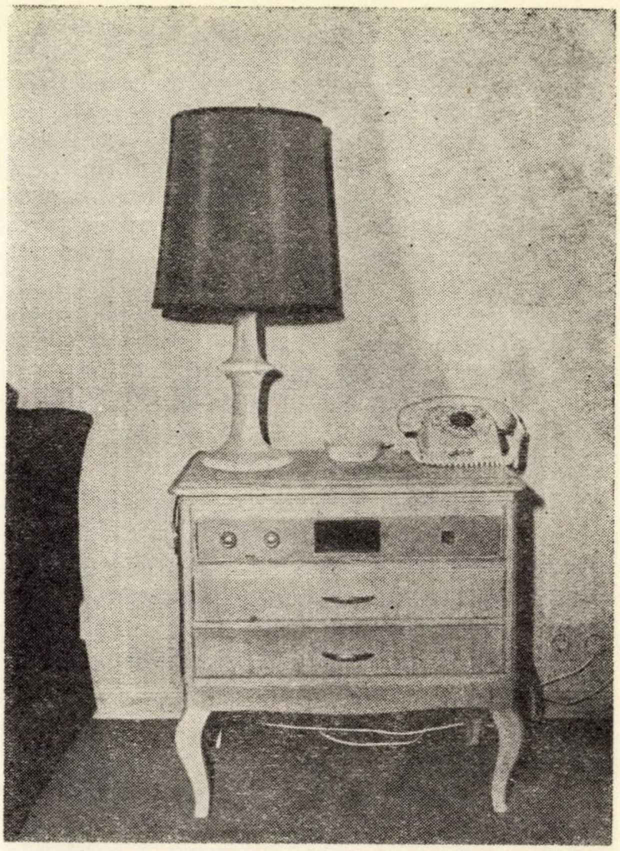


Fig. 4 — Noptieră cu panoul pentru patru programe

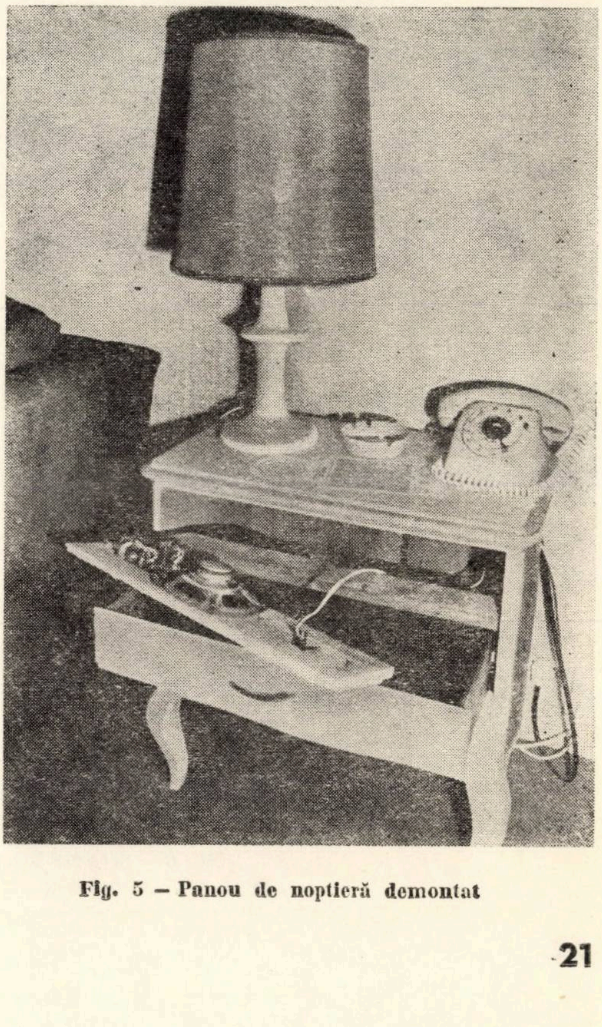


Fig. 5 — Panou de noptieră demontat

receptor, textul expus în limba originală și traducerea acestuia în cinci limbi de circulație internațională. Instalația cuprinde în cele două săli un număr de cinci panouri cu prize la care se cuplează microfoanele distribuite delegaților la o consfătuire. Microfoanele sînt conectate în funcție de necesități, prin intermediul unui pupitru central de regie (fig. 10), care distribuie textul la pupitrele din cabinele interpreților (fig. 11). Fiecare interpret ascultă textul în cască și îl traduce simultan într-o limbă stabilită. Traducerile respective sînt transmise apoi, împreună cu textul original, de șase emițătoare printr-o buclă de antenă în una sau alta dintre săli, folosind frecvențe din spectrul undelor kilometrice (fig. 12).

Cîmpul magnetic creat prin radiația buclei poate fi recepționat de participanții care poartă asupra lor un receptor cu cască și se deplasează în zona de acțiune a buclei de antenă (fig. 13). Receptorul este alimentat dintr-o baterie și este prevăzut cu un comutator cu care participantul poate alege limba în care dorește să asculte desfășurarea manifestării la care ia parte. Traducerile realizate de interpreți se înregistrează pentru control pe magnetofoanele afectate instalației (fig. 14).

Instalația de antenă colectivă

asigură distribuirea programelor de radiodifuziune și televiziune recepționate, în toate camerele de cazare, precum și în diverse spații publice sau administrative.

Instalația cuprinde sistemul de antene de recepție, situat pe terasa hotelului, sistemul de amplificatoare (fig. 15), și distribuitoare, situat la etajul 23, și rețeaua cu 26 circuite coaxiale cu 500 de prize pentru radiodifuziune și televiziune.

Prin instalația de antenă colectivă se distribuie următoarele programe :

— radiodifuziune cu modulație de amplitudine pe unde kilo-, hecto- și decametrice (unde lungi, medii și scurte) ;

— radiodifuziune cu modulație de frecvență pe unde metrice (unde ultra-scurte) ;

— televiziune pe unde metrice (canalele 2 — banda 1 și 6 — banda 3, transpuse respectiv pe canalele 10 și 5) ;

— televiziune internă (canalul 12 — banda 3) ;

— televiziune pe unde decimetrice (în viitor).

Calculul efectuat, luînd în considerare valorile de cîmp electromagnetic recepționat, precum și atenuările și cîștigurile elementelor instalației, a arătat că la ultima priză a circuitului coaxial

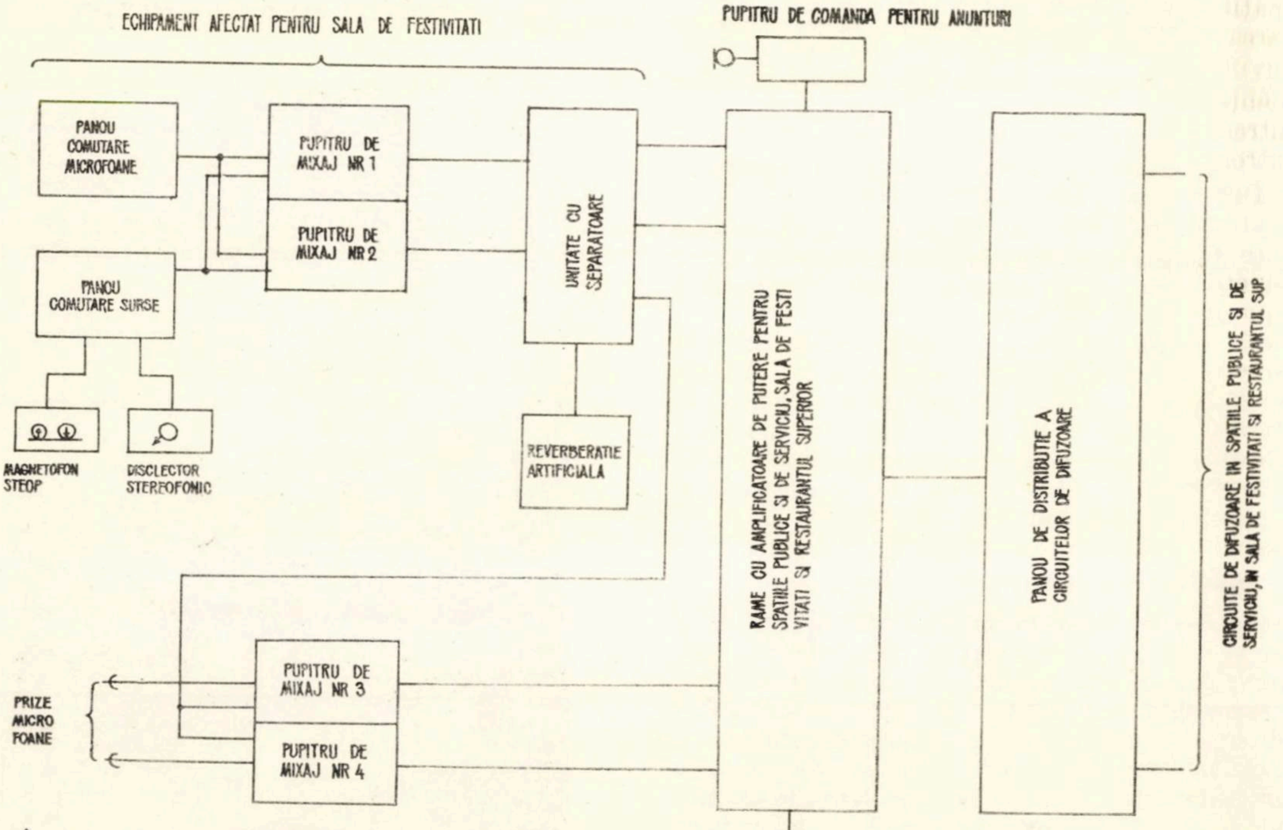

ECHIPAMENT AFECTAT PENTRU SALA DE FESTIVITATI
PANOU COMUTARE MICROFOANE
PUPITRU DE MIXAJ NR 1
PUPITRU DE MIXAJ NR 2
PANOU COMUTARE SURSE
UNITATE CU SEPARATOARE
MAGNETOFON STEOP
DISCLECTOR STEREOFONIC
REVERBERATIE ARTIFICIALA
PRIZE MICRO FOANE
PUPITRU DE MIXAJ NR 3
PUPITRU DE MIXAJ NR 4
ECHIPAMENT AFECTAT RESTAURANTULUI SUPERIOR
PUPITRU DE COMANDA PENTRU ANUNTURI
RAME CU AMPLIFICATOARE DE PUTERE PENTRU SPATIILE PUBLICE SI DE SERVICIU, SALA DE FESTIVITATI SI RESTAURANTUL SUPERIOR
PANOU DE DISTRIBUTIE A CIRCUITELOR DE DIFUZOARE
CIRCUITE DE DIFUZOARE IN SPATIILE PUBLICE SI DE SERVICIU, IN SALA DE FESTIVITATI SI RESTAURANTUL SUP
LINII DE PROGRAME DE LA INSTALATIA DE RADIODISTRIBUTIE

Fig. 6 — Schema-bloc a instalației de radioamplificare

*) În stînga figurii, în loc de magnetofon steop, se va citi magnetofon stereofonic

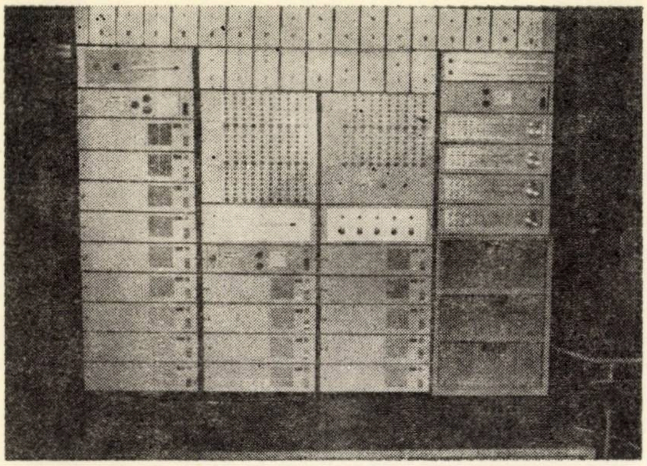


Fig. 7 – Echipamentul central pentru instalațiile de radiodistribuție și radioamplificare.

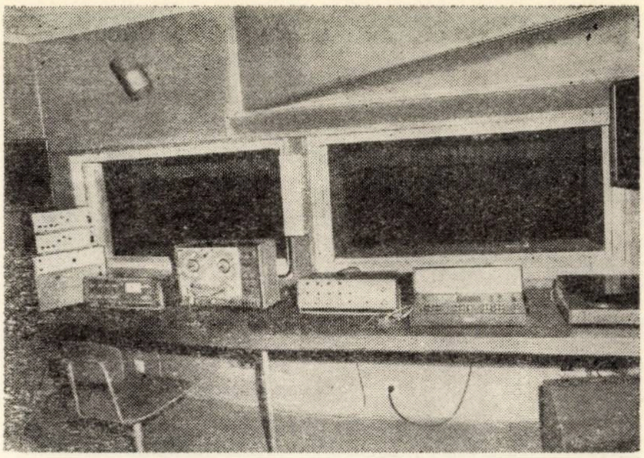


Fig. 8 – Pupitrele de mixaj și sursele prevăzute în cabina de regie tehnică pentru sala de festivități

cel mai lung se asigură valori de semnal care să permită recepția programelor de radiodifuziune și televiziune în condiții optime.

Instalația de antenă colectivă a hotelului „Inter-continental" cu rețeaua sa de 500 de prize și circa 4 000 m de cablu coaxial este cea mai mare și complexă instalație realizată în țara noastră.

Instalația de televiziune internă

va asigura vizitatorilor hotelului posibilitatea de a urmări, în afara programelor publice, și program local realizat printr-un studio propriu. Instalația va permite transmiterea imaginilor din sala mare polivalentă sau din sala de conferințe, situate la etajul 1, a imaginilor fixe (documente, fotografii) și a înregistrărilor pe

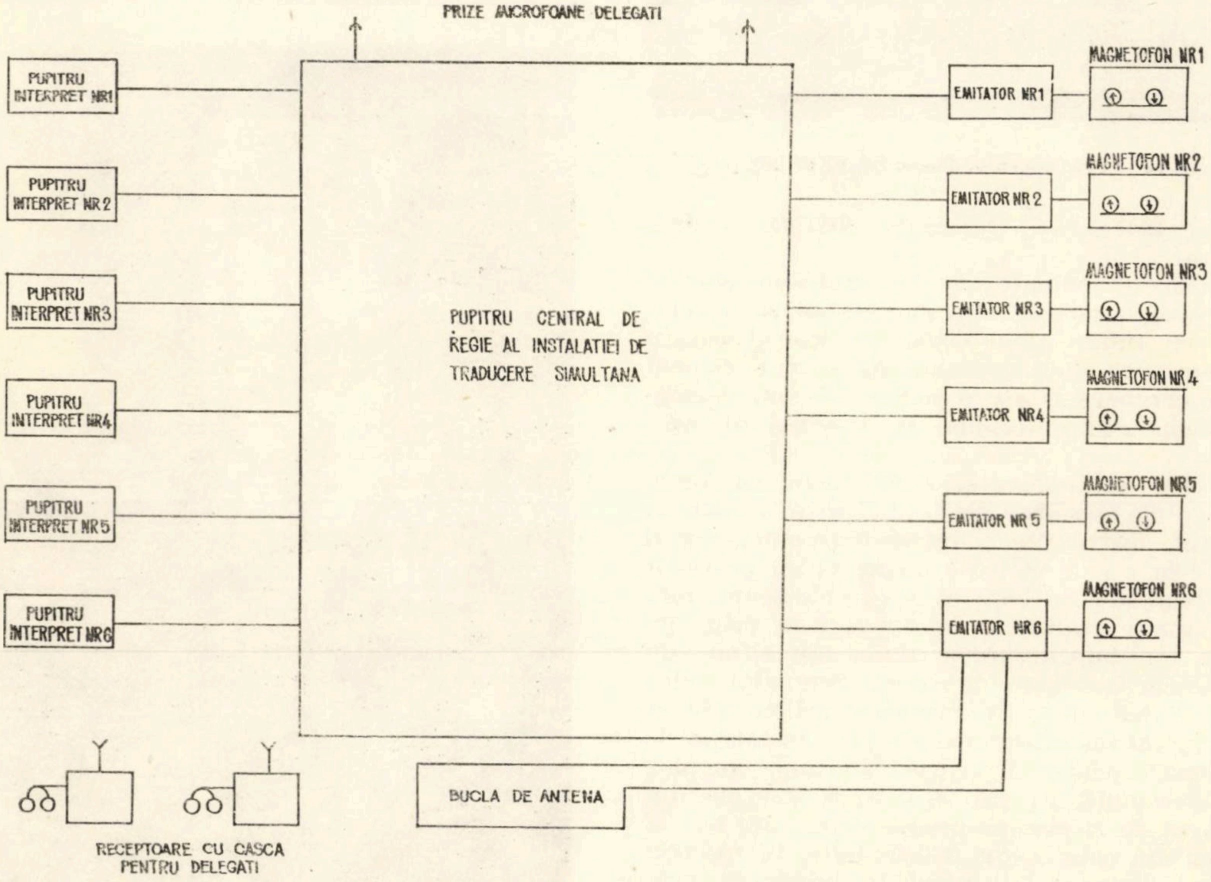

PRIZE MICROFOANE DELEGATI
PUPITRU INTERPRET NR1
PUPITRU INTERPRET NR2
PUPITRU INTERPRET NR3
PUPITRU INTERPRET NR4
PUPITRU INTERPRET NR5
PUPITRU INTERPRET NR6
PUPITRU CENTRAL DE REGIE AL INSTALATIEI DE TRADUCERE SIMULTANA
EMITATOR NR1
EMITATOR NR2
EMITATOR NR3
EMITATOR NR4
EMITATOR NR5
EMITATOR NR6
MAGNETOFON NR1
MAGNETOFON NR2
MAGNETOFON NR3
MAGNETOFON NR4
MAGNETOFON NR5
MAGNETOFON NR6
BUCLA DE ANTENA
RECEPTOARE CU CASCA PENTRU DELEGATI

Fig. 9 – Schema bloc a instalației de traducere simultană fără fir

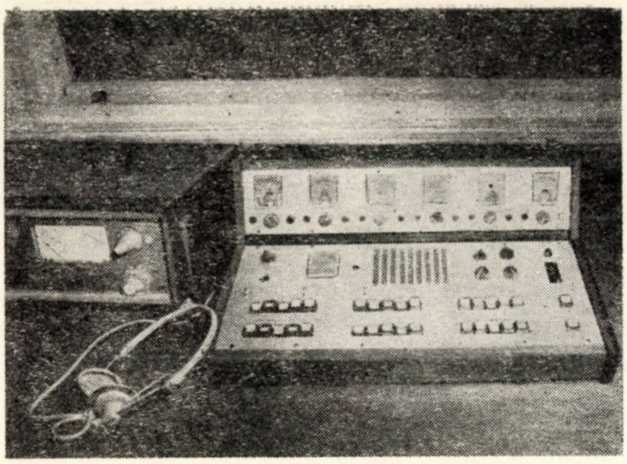


Fig. 10 – Pupitrul central de regie pentru instalația de traducere simultană

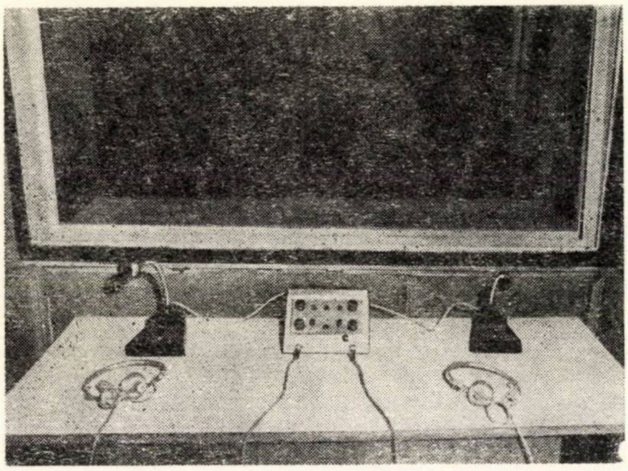


Fig. 11 – Echipamentul dintr-o cabină de interpreți

bandă magnetică, furnizate de un magnetoscop.

Ca surse de semnale s-au prevăzut două camere video-captoare instalate pe cărucioare și echipate cu tuburi plumbicon, un diascop pentru transmiterea documentelor, folosind o cameră video-captoare echipată cu tub vidicon, un magnetoscop semiprofesional și eventual un televizor.

Aceste echipamente, completate cu toate elementele auxiliare de semnalizare, comandă, control, distribuție și intercomunicație, vor fi legate la un pupitru de mixaj video prevăzut cu monitoare de control și preselectoare, care va permite realizarea unui program prin alegerea corespunzătoare a unuia sau altuia din semnalele furnizate de surse. Semnalul video de la ieșirea pupitrului urmează să fie combinat cu sunetul însoțitor, realizat prin instalația de sonorizare pentru a obține un semnal complex de televiziune. Acesta va fi apoi transpus din spectrul de frecvență intermediară, obținut la ieșirea din combinorul video-audio, în spectrul de radiofrecvență (canalul 12 banda 3) prin intermediul unui convertizor din instalația de antenă colectivă.

Prin adoptarea acestei soluții se asigură posibilitatea ca programele instalației de televiziune internă să fie transmise prin rețeaua de cabluri coaxiale a instalației de antenă colectivă, ca și cum ar proveni de la o stație externă recepționată, și să fie vizionate de vizitatori prin televizoarele din camerele de cazare sau spațiile publice.

Instalația de căutare a persoanelor

va fi un mijloc eficace pentru apelul operativ al diverselor persoane din cadrul administrației care, în exercitarea funcțiunii lor, se deplasează în mod permanent în incinta hotelului. Instalația va funcționa în mod similar cu instalația de traducere simultană, folosind o buclă de antenă care transmite semnalele produse de un emițător. Aceste semnale sînt recepționate de aparatele distribuite personalului hotelului. Instalația va cuprinde un pupitru de comandă, mai mulți emițători, mai multe bucle de antenă și un număr de aparate. Pupitrul de comandă conține un număr de 10 oscilatoare pe frecvențe cuprinse între 20—38 kHz. Oscilatoarele sînt comandate prin două grupe de taste și permit formarea a 88 de combinații de frecvențe, fiecare dintre ele fiind specifică unuia dintre aparatele de recepție distribuite personalului.

Dacă o anumită persoană este căutată, operatoarea acționează tastele corespunzătoare nu-

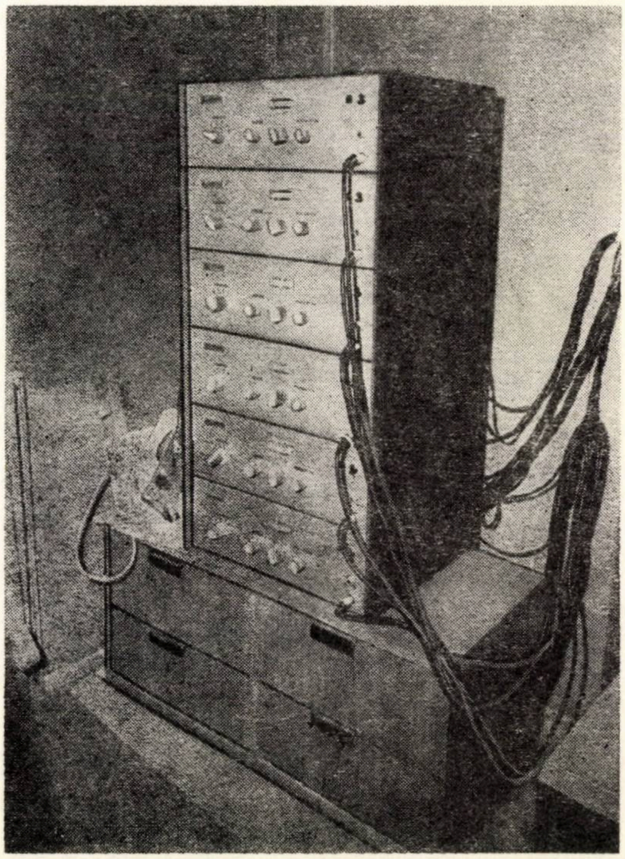


Fig. 12 – Emițătoarele instalației de traducere simultană

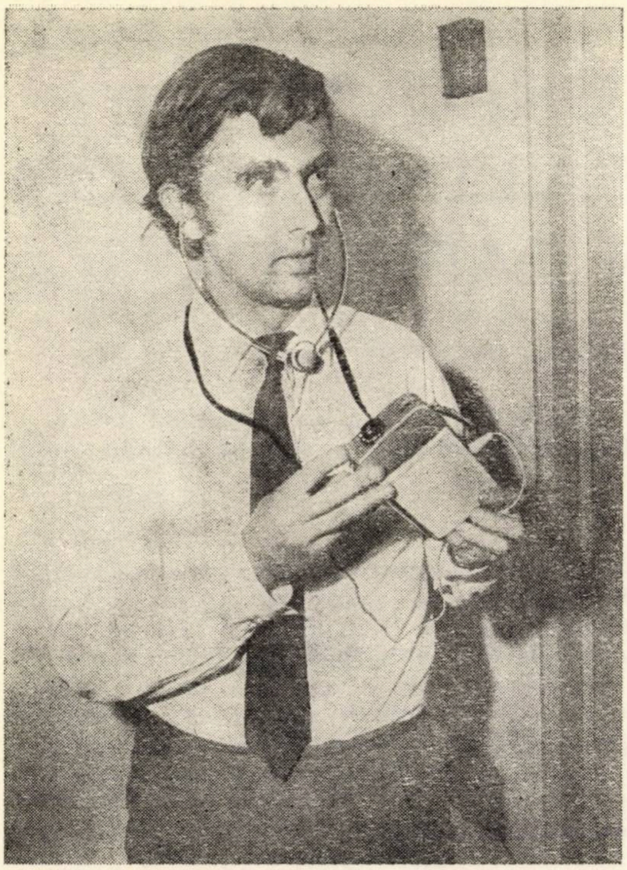


Fig. 13 – Receptor cu cască pentru instalația de traducere simultană

mărului de identificare respectiv și semnalul realizat se transmite de emițător prin bucla de antenă. Cîmpul magnetic creat este recepționat numai de aparatul corespunzător semnalului respectiv de identificare și acționează un semnalizator acustic încorporat, care avertizează persoana care îl poartă că trebuie să se prezinte de urgență, fiind căutată.

În clădirea hotelului s-a proiectat un sistem de bucle de antenă care să poată deservi toate nivelurile publice și de cazare.

Cînd o persoană părăsește hotelul trebuie să depună aparatul la operatoarea instalației, care îl depozitează într-o ramă fiind astfel avertizată că posesorul aparatului nu trebuie căutat. În perioada de depozitare, acumulatoarele aparatelor sînt încărcate pentru a asigura alimentarea corectă a acestora.

Instalațiile de radiodistribuție, radioamplificare, sonorizare, traducere simultană și antenă colectivă au fost montate și date în exploatare și funcționează în condiții calitative foarte bune. Toate echipamentele sînt echipate numai cu elemente semiconductoare, ceea ce asigură o fiabilitate mare și condiții de exploatare mult ușurate.

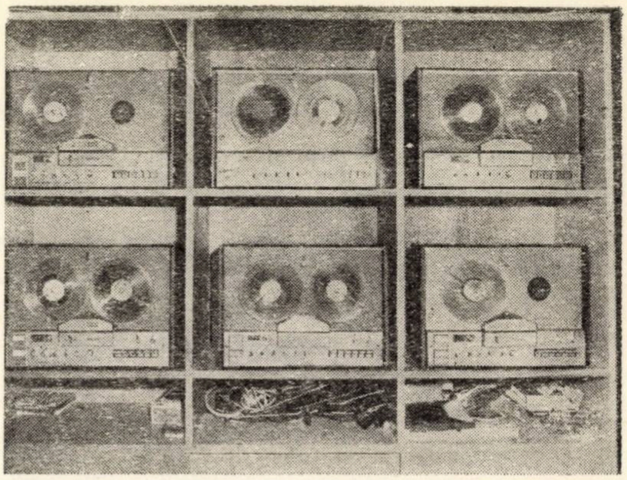


Fig. 14 – Dulapul cu magnetofoane de control

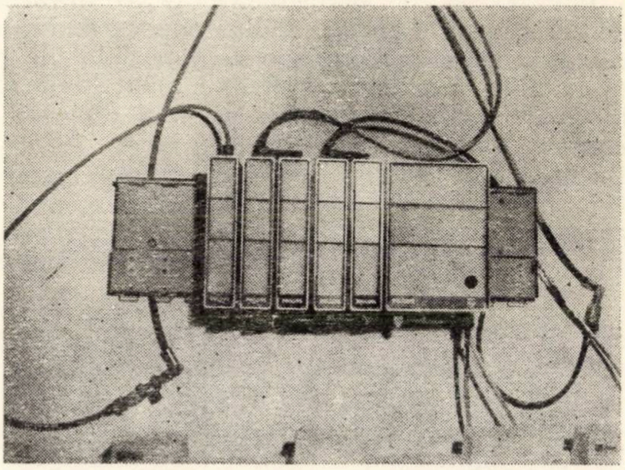


Fig. 15 – Amplificatoarele pentru instalația de antenă colectivă

Instalațiile de televiziune internă și chemare persoane urmează să fie realizate într-o etapă viitoare, în funcție de disponibilitățile financiare ale hotelului.

Prin echiparea hotelului „Intercontinental" cu instalațiile descrise s-au ridicat pe o treaptă superioară condițiile de deservire a vizitatorilor și s-a realizat o unitate turistică modernă, situată la nivelul marilor obiective similare din străinătate.

CZ 69.002.2:628.2

CREŞTEREA GRADULUI DE PREFABRICARE A LUCRĂRILOR EDILITARE DIN CAPITALĂ

— Contribuţia Institutului „Proiect Bucureşti" —

Ing. **ORESTE VOROBCIUC**, Ing. **GERHARDT LIESS**,
Ing. **GHEORGHE GEORGESCU**, Ing. **SIMONA HIRSCHENSOHN**
I.P.B.

Preocupaţi în permanenţă de necesitatea creşterii productivităţii muncii şi reducerii consumului de materiale deficitare, îndeosebi lemn, la execuţia lucrărilor edilitare din oraşul Bucureşti, proiectanţii Institutului „Proiect Bucureşti", cu concursul constructorilor de la I.C.H.F., I.D.P.B., I.P.A.C. şi „Granitul", au obţinut importante realizări pe linia creşterii gradului de prefabricare a elementelor de construcţie la lucrările de canalizare, termoficare etc.

Prefabricarea industrializată a elementelor de construcţie este, în general, raţională numai atunci cînd frecvenţa elementelor de acelaşi tip este suficient de mare încît să justifice confecţionarea unor cofraje adecvate (metalice, de beton, mixte). De aceea, una dintre primele operaţii importante în procesul de proiectare a elementelor prefabricate pentru lucrări edilitare a constituit-o tipizarea secţiunilor sau a obiectelor principale, acţiune care s-a realizat în cadrul unor proiecte şi detalii refolosibile interne.

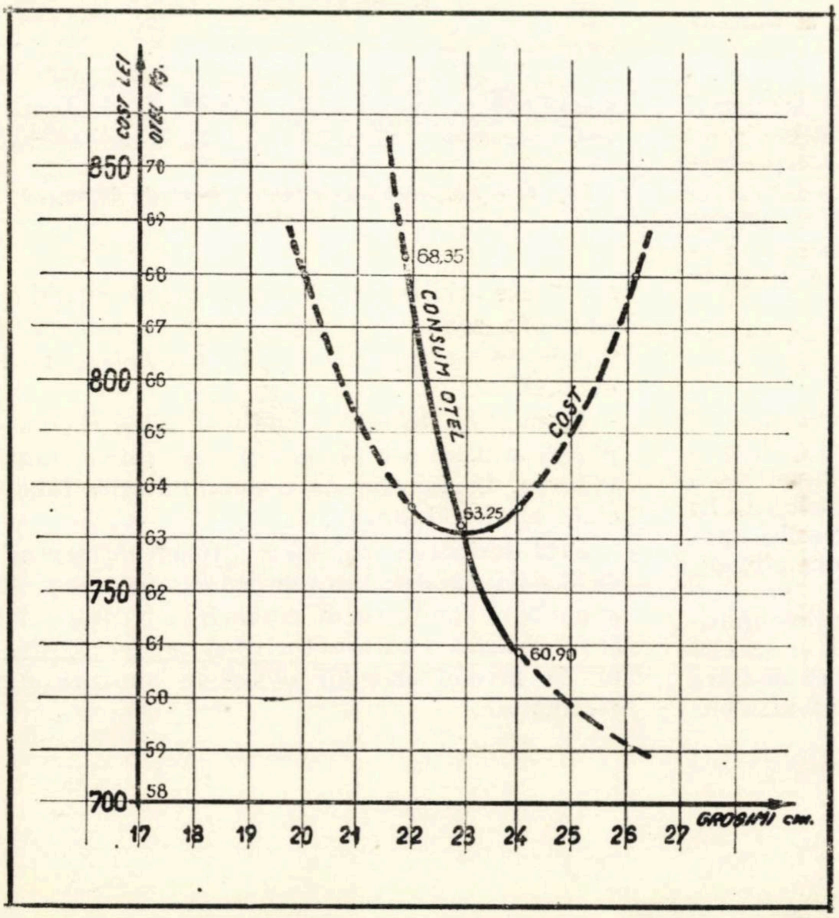


Fig. 1 – Curbele variaţiei costului şi consumului de oţel în funcţie de grosime, utilizate la proiectarea plăcii de termoficare tip G. 260

În cazurile în care frecvenţa elementelor nu a fost suficient de mare ca să justifice prefabricarea industrializată, s-a prevăzut prefabricarea prin preturnare pe şantier.

La proiectarea elementelor prefabricate pentru lucrări edilitare s-a ţinut seama în permanenţă de posibilităţile de execuţie şi montare curente existente în dotarea fabricantului şi a constructorului. Aceste condiţii au creat de multe ori probleme de proiectare dificile care au fost soluţionate în mod corespunzător.

Pentru stabilirea soluţiilor celor mai economice şi cu consum de oţel redus, dimensionarea principalelor secţiuni şi elemente s-a făcut în mai multe variante, s-au trasat curbe de variaţie a costului şi consumului de oţel pentru aceste variante (fig. 1), adoptîndu-se, în general, variante cu costul majorat cu cca 3–5% faţă de cel minim în favoarea reducerii consumului de oţel.

În ceea ce privește lucrările de canalizare, o realizare remarcabilă o constituie introducerea scutului mecanizat.

Menționăm că execuția în scut se poate face în două moduri :

— *semimecanizat*, în care operațiile de săpare se fac folosind energia oamenilor, iar avansarea se face cu ajutorul preselor hidraulice acționate electric ;

— *mecanizat*, în care operațiile de săpare și avansare se fac cu ajutorul unui agregat special care folosește energia electrică.

Scutul semimecanizat se folosește în București de aproape 20 de ani, cu unele perioade de întrerupere, cu el executîndu-se și în prezent canale cu diametrul interior de 2,50 m. Scutul mecanizat se folosește la lucrările de canalizare din București din anul 1966. În prezent, există două instalații de acest gen cu care se execută secțiuni de canal circulare cu diametrul interior de 3,50 m, respectiv 2,40 m.

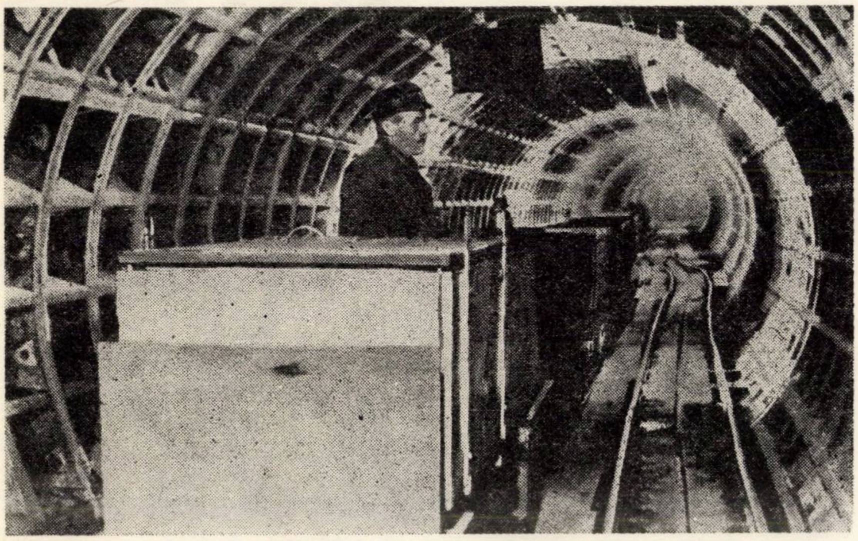


Fig. 2 — Vedere interioară a unui canal colector executat cu scutul mecanizat, înainte de turnarea inelului secundar (interior)

Soluția de executare a canalelor cu scutul mecanizat, în afara avantajului unei execuții cu un grad de mecanizare maxim, prezintă și avantajul unui grad de prefabricare ridicat : 45% la scutul mare și 65% la scutul mic.

Executarea canalului cu ajutorul scutului a pus probleme de proiectare deosebit de interesante și dificile. Nu vom aminti aici decît cîteva elemente esențiale și vom arăta îmbunătățirile care s-au adus în ultimul timp.

Calculul canalelor executate cu metoda scutului ține seama de acțiunile și reacțiunile terenului. Deformabilitatea geometrică a structurii de rezistență asigură dezvoltarea și a reacțiunilor laterale ale pămîntului, realizîndu-se astfel stabilitatea inelului și preluarea încărcărilor.

Calculul acestor structuri inelare alcătuite din bolțari este deosebit de laborios, atît datorită faptului că structura are un grad de nedeterminare ridicat, cît și datorită faptului că există mai multe posibilități de deschidere a rosturilor dintre bolțari, deci mai multe variante de calcul. Din această cauză, s-a impus utilizarea calculatorului electronic, elaborîndu-se programul de calcul specific.

La dimensionarea bolțarilor s-a ținut seama atît de solicitări inelare, cît și de solicitări longitudinale produse de acțiunea preselor de avansare.

Precizăm că pentru verificarea modului de lucru al secțiunilor cu bolțari s-au făcut, cu asistența tehnică a INCERC, o serie de încercări pe inele de bolțari la scară naturală, pe stand (fig. 3), printre care și încărcarea pînă la rupere. Aceste încercări s-au făcut inițial pentru un inel așezat în poziție orizontală, iar mai tîrziu în poziție verticală, ultima încercare fiind mai apropiată de condițiile de lucru reale.

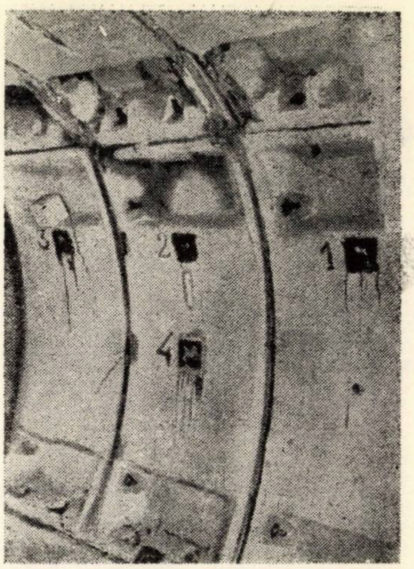


Fig. 3 — Vedere interioară a unui tronson din 3 inele în timpul încercării pe stand în poziție verticală

Ca urmare a acestor încercări, a calculelor suplimentare efectuate, cît și a experienței cîștigate din urmărirea lucrărilor executate, a fost posibilă reducerea atît a secțiunii de beton, cît și a armării la canalele cu diametrul interior de 3,50 m.

Totodată, s-a modificat și forma bolțarului, întărindu-se nervurile prin îngroșare, în acest fel preluîndu-se mai bine solicitările longitudinale.

Dacă primii bolțari utilizați la scutul mare (colector A3) aveau un volum de beton de 0,169 m^3/buc. și 29,25 kg oțel-beton/buc., ultimii bolțari îmbunătățiți (colectorul B 7) au un volum de beton de numai 0,155 m^3/buc. și numai 16,70 kg oțel-beton/buc.

Aceasta a dus la reducerea consumului pe metru de canal de la 9 200 lei la 7 500 lei (18%).

Experiența cîștigată la scutul mecanic mare a permis ca la scutul mecanic mic să se introducă de la început o serie de măsuri care au dus la creșterea gradului de prefabricare prin adoptarea unui tip de bolțar practic

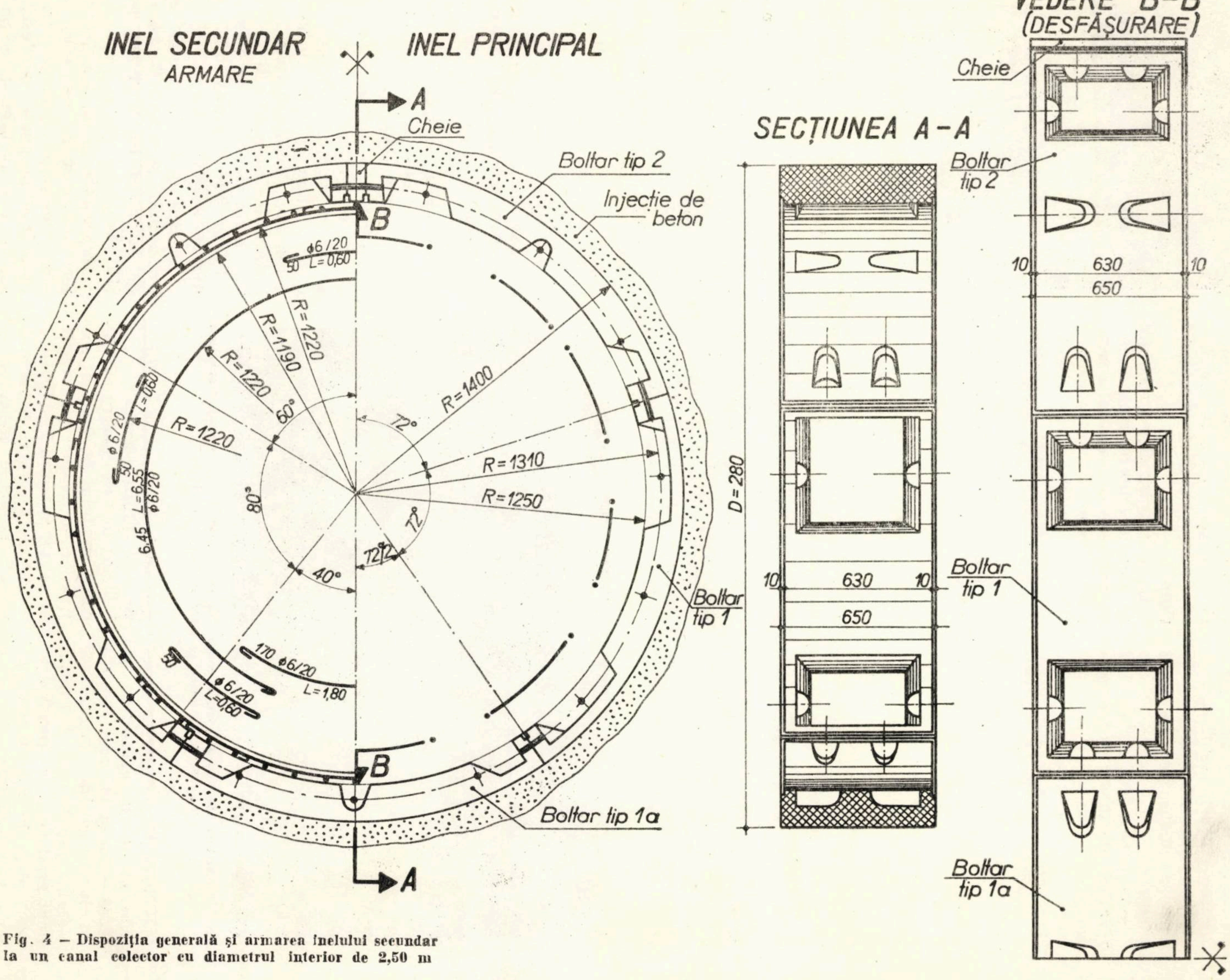

INEL SECUNDAR
ARMARE
INEL PRINCIPAL
A
Cheie
Boltar tip 2
Injecție de beton
B
ϕ6/20
50 L=0,60
R=1220
R=1190
R=1220
R=1400
72°
R=1220
R=1310
R=1250
60°
80°
72°
72°
72°
40°
ϕ6/20
50
L=6,55
ϕ6/20
6,45
L=0,60
170 ϕ6/20
L=1,80
ϕ6/20
L=0,60
50
Boltar tip 1
B
Boltar tip 1a
A
SECȚIUNEA A-A
D=280
10
630
10
650
VEDERE B-B
(DESFĂȘURARE)
Cheie
Boltar tip 2
10
630
10
650
Boltar tip 1
Boltar tip 1a

Fig. 4 – Dispoziția generală și armarea inelului secundar la un canal colector cu diametrul interior de 2,50 m

plin, cu goluri minime necesare pentru introducerea şi montarea buloanelor de legătură între bolţari (fig. 4).

La secţiunile de canal executate cu scutul manual, îmbunătăţirile introduse ca urmare a experienţei cîştigate au dus la reducerea consumului de oţel de la 11 kg pe bolţar la 6, 2 kg pe bolţar, adică o reducere de 44%.

În prezent, este în curs de analizare o propunere în care se preconizează eliminarea inelului secundar executat din beton armat monolit şi etanşarea rosturilor inelului principal, ceea ce va duce la realizarea integral prefabricată a secţiunii inelare.

Se arată, în continuare, principalii indicatori şi performanţele obţinute pînă în prezent la execuţia canalelor cu scutul mecanizat, comparativ cu soluţia clasică, la colectorul B 7 :

	Scut mecanizat	Soluţia clasică	
Cost lei/m	7 500	8 100	reducere 7%
Volum săpătură m³/m	13,5	75	reducere 82%
Volum beton monolit m³/m	1,73	10,5	reducere 83%
Volum beton prefabricat m³/m	1,41	—	—
Oţel-beton kg/m	220	260	rebucere 15%
Oţel în sprijiniri kg/m	—	25	reducere 100%
Total oţel/m	220	total 285	reducere 23%
Lemn răşinoase m³/m	0,09	0,23	reducere 61%
Manopera	11%	25%	reducere 56%
Viteze de lucru	15 m/zi	2,6 m/zi	creştere 580%

Menţionăm că, pînă în prezent în Bucureşti s-au executat cu metoda scutului cca 28 km de canale.

În ceea ce priveşte restul secţiunilor de canalizare care se execută prin metoda deschisă, în proiectele elaborate în ultimul timp în I.P.B. s-au prevăzut numai secţiuni total sau parţial prefabricate; secţiuni de canal integral monolite s-au adoptat numai în cazuri excepţionale, dar şi în aceste situaţii s-a prevăzut o execuţie mecanizată prin utilizarea cofrajelor rulante.

Pentru secţiuni circulare Ø 20 cm — 150 cm se utilizează în general tuburi Siome din beton simplu sau armat, produse industrializat.

Pentru secţiuni ovoide de la 60 × 90 cm la 90 × 135 cm se întrebuinţează în mod curent tuburi de beton simplu integral prefabricate.

Celelalte secţiuni ovoide mai mari, pînă la 200 × 300 cm, se realizează conform proiectului tip I.P.A.C.H., adică cu cunete din beton simplu monolit şi boltă prefabricată din beton armat.

În domeniul arătat, adică al secţiunilor canal ovoidale mai mari de 100 × 150 cm, s-a obţinut o realizare importantă în privinţa creşterii gradului de prefabricare prin faptul că s-au prevăzut şi executat

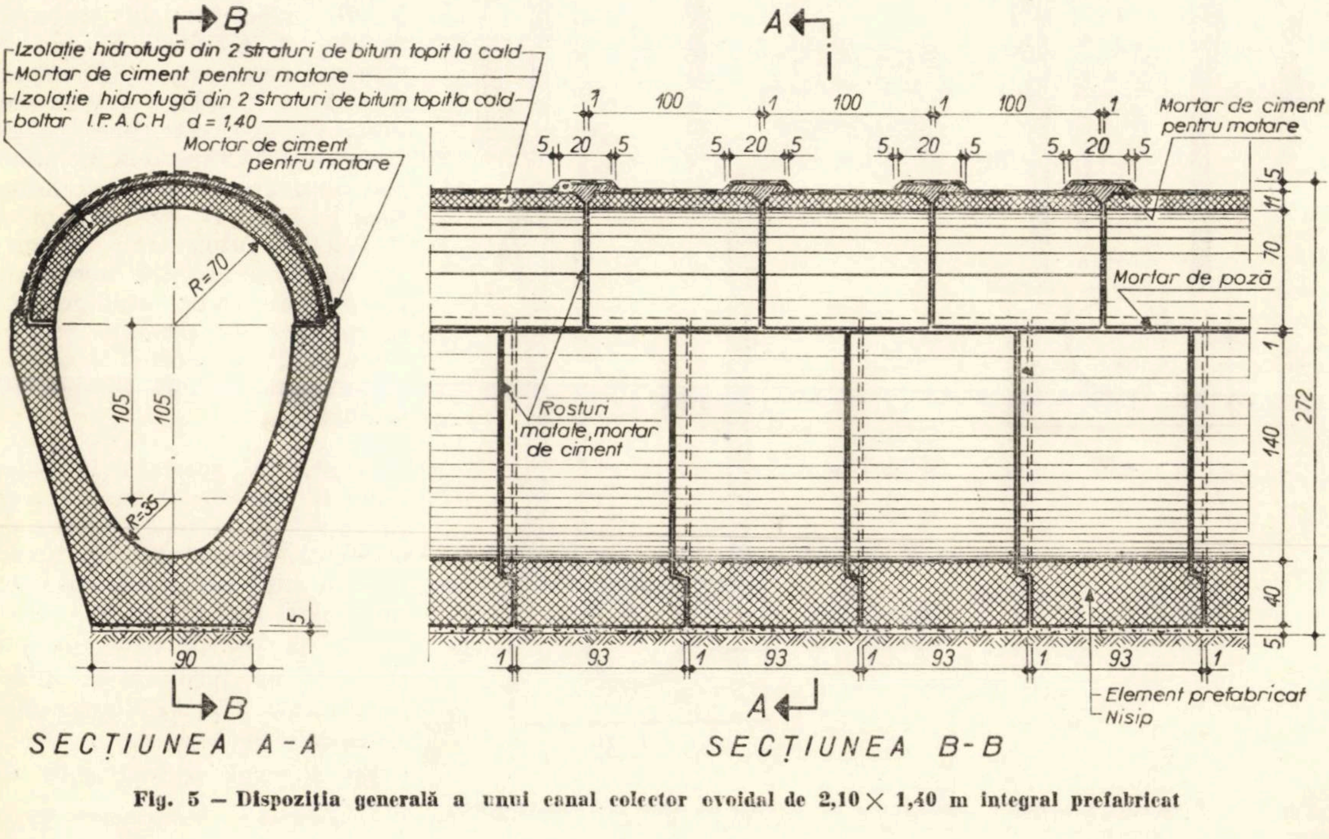

B
Izolaţie hidrofugă din 2 straturi de bitum topit la cald
Mortar de ciment pentru matare
Izolaţie hidrofugă din 2 straturi de bitum topit la cald
boltar I.P.A.C.H d = 1,40
Mortar de ciment pentru matare
R=70
105
105
R=35
5
90
B
SECŢIUNEA A-A
A
A
1
100
1
100
1
100
1
Mortar de ciment pentru matare
5
20
5
Mortar de poză
Rosturi matate, mortar de ciment
5
11
70
1
140
272
40
5
93
Element prefabricat
Nisip
SECŢIUNEA B-B

Fig. 5 — Dispoziţia generală a unui canal colector ovoidal de 2,10 × 1,40 m integral prefabricat

cunete prefabricate la secţiunea de canal ovoidală de 140 × × 210 cm.

Evident că la proiectele viitoare, dacă vor apare necesare secţiuni ovoidale mai mici de 140 × 210, adică 110 × 165 sau 120 × 180, acestea se vor putea realiza de asemenea cu cunete prefabricate.

Celelalte secţiuni de canalizare, adică clopot circular şi clopot semieliptic, s-au prevăzut în proiecte, în ultimul timp, numai în varianta cu bolta prefabricată.

O altă îmbunătăţire adusă lucrărilor de canalizare o constituie realizarea căminelor de vizitare din tuburi Siome (în loc de tuburi obişnuite de 1 m lungime).

Avantajul acestor cămine faţă de căminele executate cu tuburi obişnuite constă în faptul că se pot adopta şi în terenuri macroporice. Înainte, în astfel de terenuri, căminele de canalizare se executau din cărămidă şi rezultau mai scumpe decît căminele din tuburi Siome. Avînd în vedere aceste avantaje, în noul standard pentru cămine de canalizare s-au introdus şi căminele din tuburi Siome.

Ca o dificultate în acţiunea de reducere a manoperei de execuţie trebuie arătat faptul că tuburile circulare Siome se fabrică într-o singură calitate, din punct de vedere al portanţei, ceea ce impune ca, în cazul utilizării lor la execuţia canalelor propriu-zise (situaţia cea mai frecventă), să fie necesară uneori consolidarea lor cu beton simplu turnat pe loc, de la un unghi de rezemare de 45° pînă la înglobare totală, ceea ce face ca volumul de beton turnat pe şantier să fie echivalent cu o secţiune de canal executată monolit.

Această situaţie se datoreşte, în parte, şi faptului că fabrica ,,Granitul'' garantează, pentru o parte din tuburile Siome pe care le fabrică, 80% din capacitatea portantă prevăzută în STAS 816/63.

Într-un studiu elaborat de I.P.B. referitor la tuburile Siome, a rezultat că pentru a se respecta sarcinile de rupere prevăzute în STAS 816/63 trebuie, fie realizate betoane cu rezistenţa de rupere la întindere corespunzătoare mărcilor de beton B 500, B 600 sau chiar B 700 (la tuburi $D = 25$ cm), fie îngroşaţi pereţii corespunzător cu marca de beton posibilă de realizat. În prezent, fabrica ,,Granitul'' a trecut la executarea unor tuburi Siome îmbunătăţite.

Dacă, în ceea ce priveşte lucrările de canalizare, activitatea I.P.B. a fost ajutată de existenţa proiectului tip întocmit în anul 1966 de I.P.A.C.H. nu acelaşi lucru se poate spune, despre partea de construcţie a reţelelor de termoficare, unde, în privinţa tipizării secţiunilor de canale de termoficare, institutul a avut o activitate de pionerat.

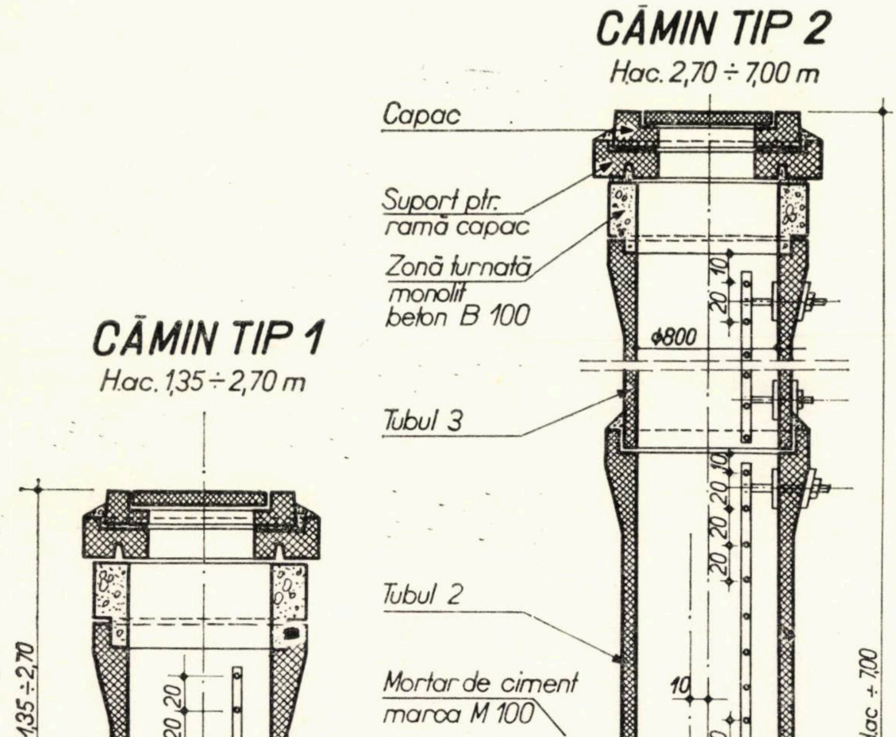

CĂMIN TIP 2
H.ac. 2,70 ÷ 7,00 m
Capac
Suport ptr. ramă capac
Zonă turnată monolit beton B 100
Tubul 3
Tubul 2
Mortar de ciment marca M 100
Piesă reducţie plană
Tubul 1
Tencuială sclivisită
Mortar de ciment marca M 100
Beton simplu marca B 50
ϕ800
ϕ1000
ϕ140
Hac ÷ 7,00
80
CĂMIN TIP 1
H.ac. 1,35 ÷ 2,70 m
Hac. 1,35 ÷ 2,70
80
ϕ120
Fundaţie realizată conform STAS nr. 2448-63 după caz

Fig. 6 — Dispoziţia generală a unor cămine de vizitare realizate din tuburi Siome

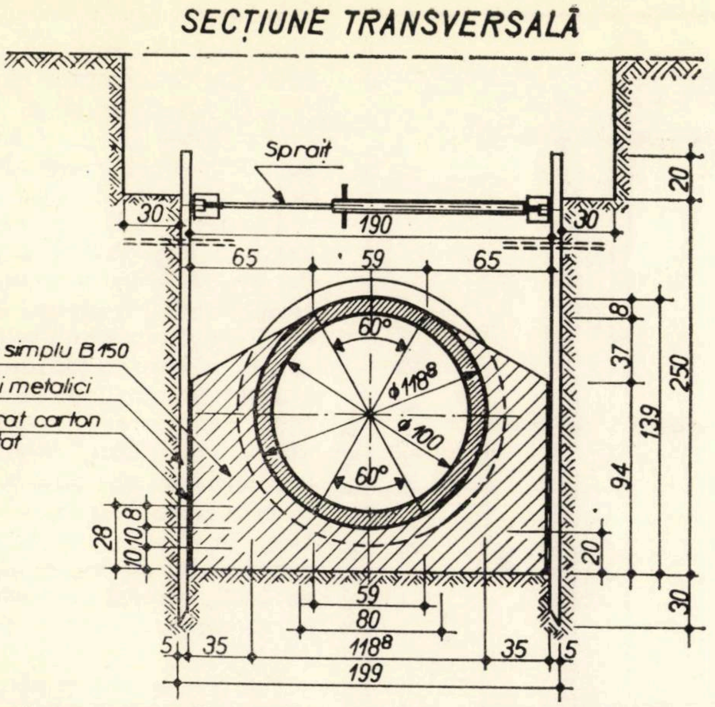

SECȚIUNE TRANSVERSALĂ
Sprait
190
30
30
20
65
59
65
Beton simplu B 150
Dulapi metalici
Un strat carton asfaltat
60°
60°
ø118⁸
ø100
8
37
250
139
94
20
30
28
10
10
8
59
80
118⁸
199
5
35
35
5

Fig. 7 — Secțiunea transversală a unui canal colector ∅ 100 realizat din tuburi Siome înglobate în beton

Astfel, secțiunile de termoficare, pentru toate conductele de la Dn 40 mm la Dn 1 000 mm, au fost tipizate intern, în cadrul I.P.B., încă din anul 1963, iar în anul 1968 au fost reactualizate și îmbunătățite. Pînă în prezent, în orașul București, s-au executat 220 km de rețele de termoficare.

O serie de secțiuni de canale de termoficare, printre care și secțiunea cu bolțar (fig. 8), a fost preluată și în alte institute de proiectare.

Față de soluțiile utilizate anterior pentru conducte de termoficare Dn 40 — Dn 300, adică cuvă monolită acoperită cu placă prefabricată, soluția bolțar a condus la reducerea manoperei pe șantier în medie cu 42% și a consumului de material lemnos cu 33%.

Printre îmbunătățirile aduse cu ocazia reactualizării secțiunilor refolosibile interne realizate în anul 1968, comparativ cu aceeași soluție practicată anterior, trebuie menționată și reducerea consumului de oțel în medie cu 37% prin introducerea betonului simplu cu armătură de siguranță (bolțar 46) sau a oțelului superior PC 52 (bolțar 140).

De asemenea, prin înlocuirea radierelor de beton armat cu radiere de beton simplu, gradul de prefabricare a betonului armat a ajuns la 100%.

Pentru conducte de termoficare cu diametrul mai mare de 400 mm pînă la 1 000 mm folosim secțiuni de canale tipizate intern, în cadrul I.P.B., alcătuite din două elemente prefabricate în formă de L, acoperite cu o placă prefabricată.

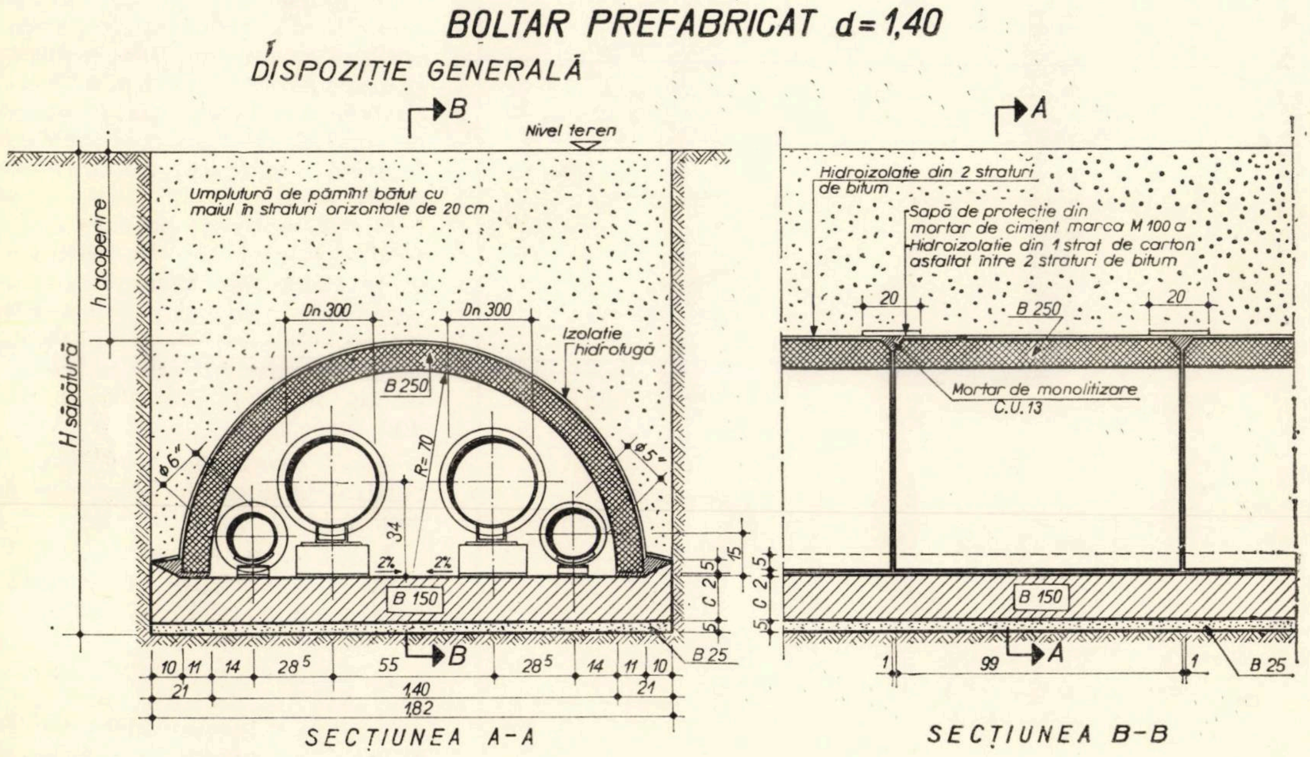

BOLȚAR PREFABRICAT d=1,40
DISPOZIȚIE GENERALĂ
B
Nivel teren
Umplutură de pămînt bătut cu maiul în straturi orizontale de 20 cm
h acoperire
H săpătură
Dn 300
Dn 300
Izolație hidrofugă
B 250
R=70
ø6"
ø5"
34
2%
2%
B 150
15
C 2,5
5
10
11
14
28⁵
55
B
28⁵
14
11
10
21
1,40
1,82
21
B 25
SECȚIUNEA A-A
A
Hidroizolație din 2 straturi de bitum
Șapă de protecție din mortar de ciment marca M 100 a
Hidroizolație din 1 strat de carton asfaltat între 2 straturi de bitum
20
B 250
20
Mortar de monolitizare C.U. 13
C 2,5
5
B 150
1
99
A
1
B 25
SECȚIUNEA B-B

Fig. 8 — Dispoziția generală a unui canal de termoficare realizat din bolțari

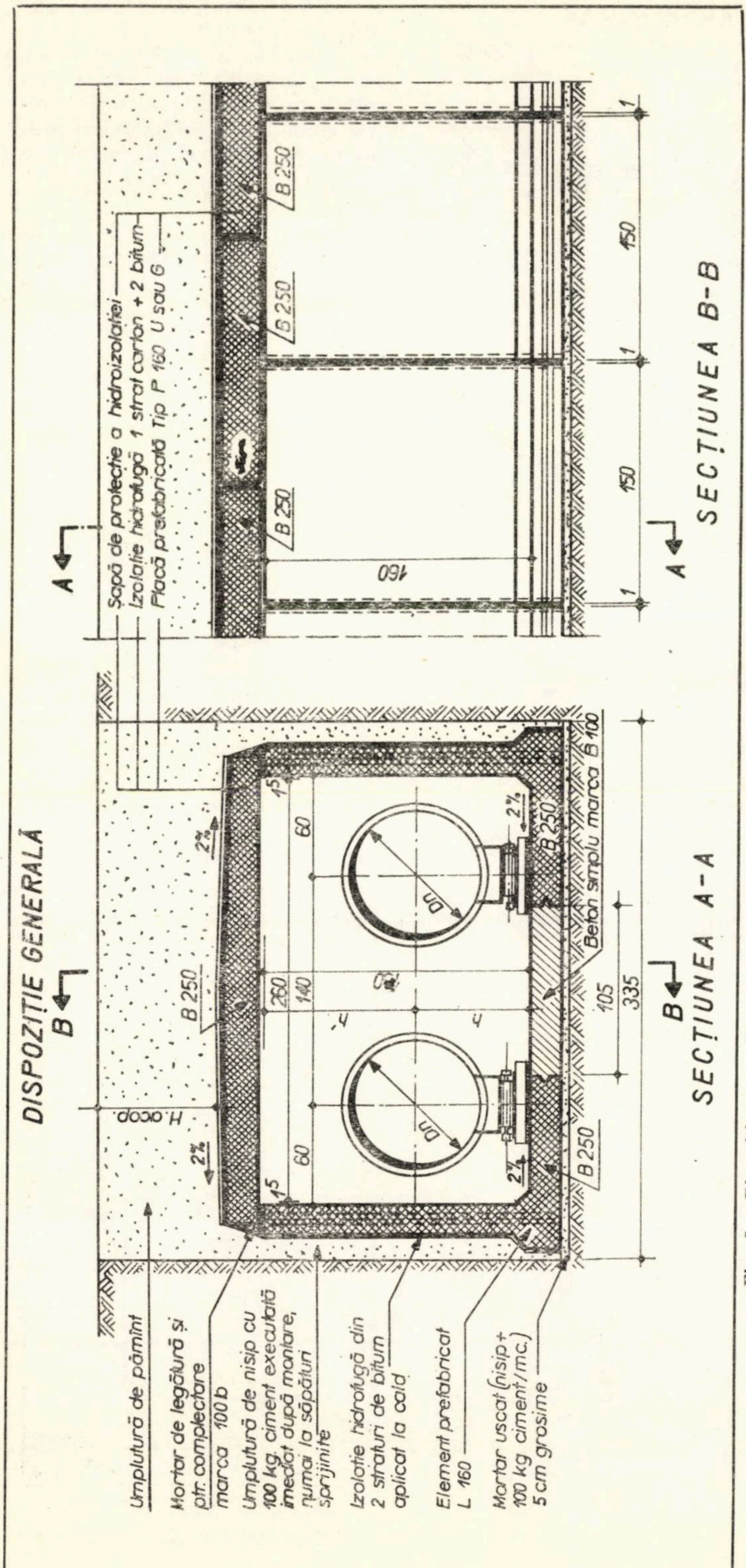

DISPOZIȚIE GENERALĂ
B
A
SECȚIUNEA A-A
SECȚIUNEA B-B
Umplutură de pămînt
Mortar de legătură și ptr. completare marca 100 b
Umplutură de nisip cu 100 kg. ciment executată imediat după montare, numai la săpături sprijinite
Izolație hidrofugă din 2 straturi de bitum aplicat la cald
Element prefabricat L 160
Mortar uscat (nisip+100 kg ciment/mc.) 5 cm grosime
Șapă de protecție a hidroizolației
Izolație hidrofugă 1 strat carton + 2 bitum
Placă prefabricată Tip P 160 U sau G
H. acop.
B 250
Beton simplu marca B 100
Dn
2%
15
60
260
140
105
335
h
150
1
160

Fig. 9 – Dispoziția generală a unui canal de termoficare realizat din elemente prefabricate L și plăci

Prin modul de rezolvare a îmbinării elementelor prefabricate s-a demonstrat că acestea pot fi utilizate și în terenuri macroporice gr. A, obținîndu-se în acest sens, și acordul organelor tehnice de avizare.

În acest fel, s-a obținut o creștere importantă a gradului de prefabricare a canalelor de termoficare, deoarece în București zonele cu teren macroporic ocupă o suprafață apreciabilă.

Față de soluția cu cuvă monolită, pentru conducte cu Dn 400 – Dn 1 000, soluția nouă (prezentată mai sus) a condus la reducerea manoperei pe șantier, în medie cu 43%, și a consumului de material lemnos cu 34%, gradul de prefabricare a betonului armat fiind de 100%.

Cu ocazia reactualizării secțiunilor de acest gen, efectuată în I.P.B. în anul 1968, s-a obținut și o importantă reducere a consumului de oțel, în medie cu 25%.

În prezent, elementele de construcție ale lucrărilor de termoficare din orașul București ajung la un grad de prefabricare a betonului armat de pînă la 80%. Singurele zone pe traseele de termoficare unde se mai folosește betonul armat monolit sînt tronsoanele de racordare cu construcțiile, coturile și unele cămine, precum și tronsoanele amplasate pe terenuri cu condiții geotehnice grele (apa freatică ridicată, fundații pe piloți etc.).

O altă realizare pe linia creșterii gradului de prefabricare a rețelelor de termoficare o constituie proiectul refolosibil intern, elaborat în iunie 1969, pentru cămine utilizabile la conducte pînă la diametrul de 300 mm.

Acest cămin s-a studiat a fi realizat în două variante : total sau parțial prefabricat.

I.C.H.F. a executat prototipul acestui cămin în varianta total prefabricat încă din toamna anului 1969.

Ca urmare a rezultatelor bune obținute pe prototip, care s-a montat la o lucrare în cartierul Militari, s-a trecut la aplicarea lui curentă în toate proiectele

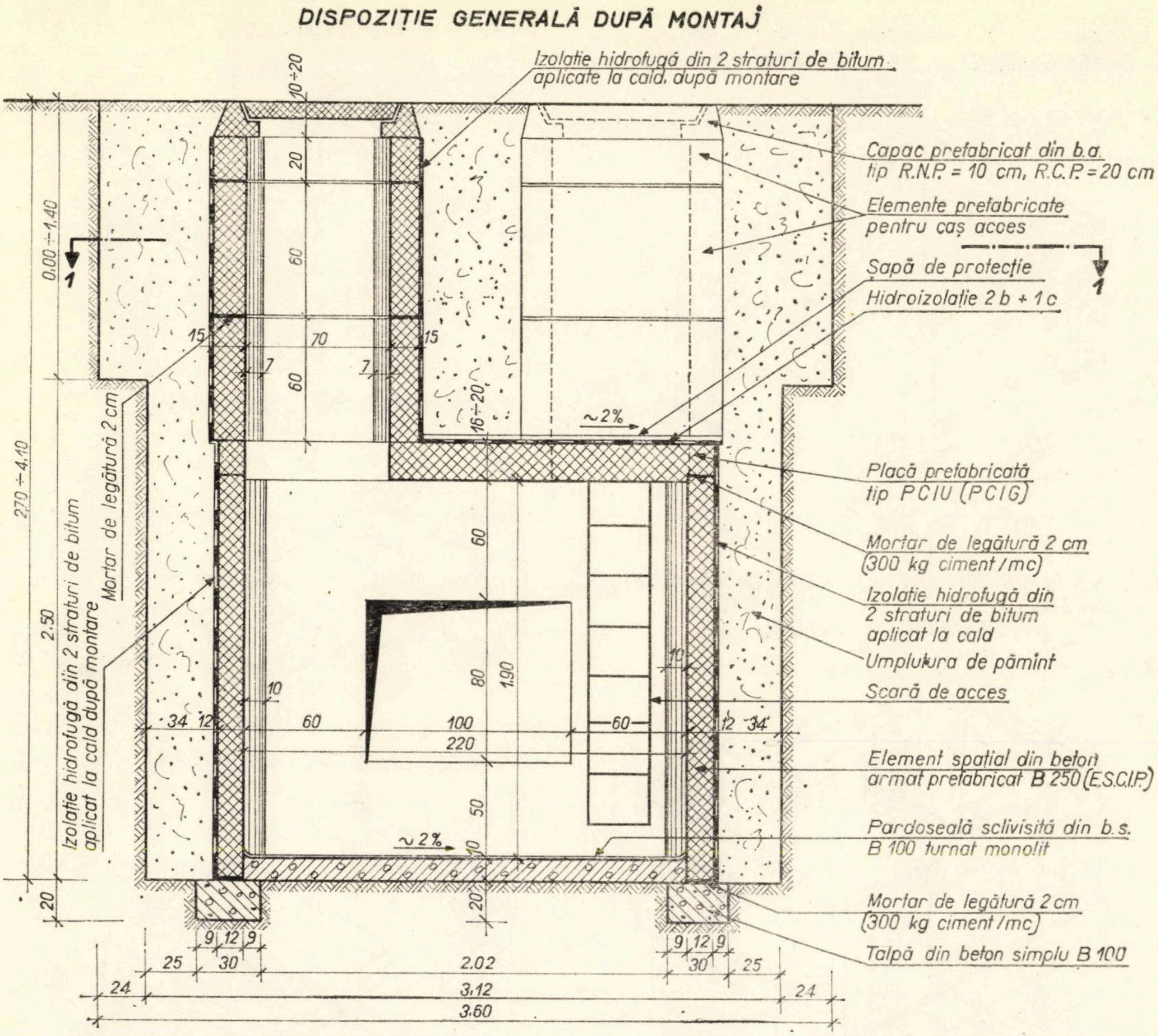

DISPOZIȚIE GENERALĂ DUPĂ MONTAJ
Izolație hidrofugă din 2 straturi de bitum aplicate la cald, după montare
Capac prefabricat din b.a. tip R.N.P. = 10 cm, R.C.P. = 20 cm
Elemente prefabricate pentru caș acces
Șapă de protecție
Hidroizolație 2 b + 1 c
Placă prefabricată tip PCIU (PCIG)
Mortar de legătură 2 cm (300 kg ciment/mc)
Izolație hidrofugă din 2 straturi de bitum aplicat la cald
Umplutura de pămînt
Scară de acces
Element spațial din beton armat prefabricat B 250 (E.S.C.I.P.)
Pardoseală sclivisită din b.s. B 100 turnat monolit
Mortar de legătură 2 cm (300 kg ciment/mc)
Talpă din beton simplu B 100
Izolație hidrofugă din 2 straturi de bitum aplicat la cald după montare
Mortar de legătură 2 cm
0.00 ÷ 1.40
2.70 ÷ 4.10
2.50
1
10 ÷ 20
20
60
60
70
15
7
16 ÷ 20
~2%
60
80
1.90
50
10
34
12
60
100
220
~2%
20
9 12 9
25
30
2.02
24
3.12
3.60

Fig. 10 – Dispoziția generală a căminului de termoficare de 2,20 × 2,20 × 1,90 m în varianta total prefabricat

de termoficare și chiar la rețelele de distanță, iar în prezent s-a trecut și la producția de serie.

La acest cămin, în varianta total prefabricat, față de soluțiile practicate pînă în prezent (monolit) se obțin următoarele rezultate :

— *volumul de beton* se reduce cu 38%.

— *consumul de oțel-beton* se reduce cu 39%.

— *consumul de lemn* se reduce cu 92%.

— *manopera pe șantier* se reduce cu 80%.

— *gradul de prefabricare* a betonului armat 100%.

— *costul structurii* crește cu 8%.

Recent s-a elaborat în cadrul I.P.B. proiectul refolosibil intern pentru cămine de termoficare pentru conducte Dn 500–600.

La acest proiect, ținîndu-se seama de utilajele de montare existente în dotarea constructorului, adică automacaralele cu capacitatea maximă de 5 t, nu a mai fost posibilă adoptarea unei soluții similare cu aceea de la căminul C.I., adică prefabricat spațial pentru pereți, ci s-a trecut la panouri prefabricate monolitizate pe șantier.

Precizăm că planșeul căminului s-a realizat din grinzi prefabricate noi, plăcile prefabricate fiind cele existente, utilizate la canale de termoficare.

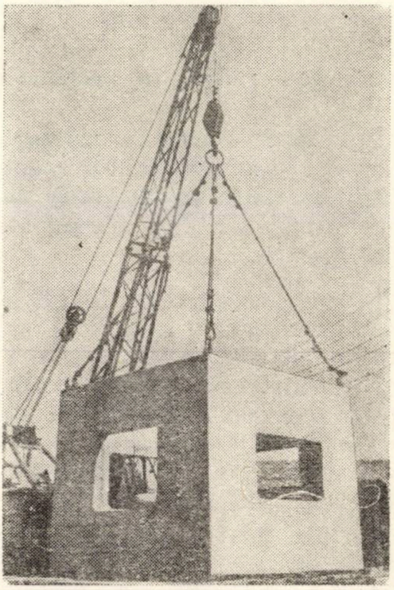


Fig. 11 – Elementul spațial în timpul montării

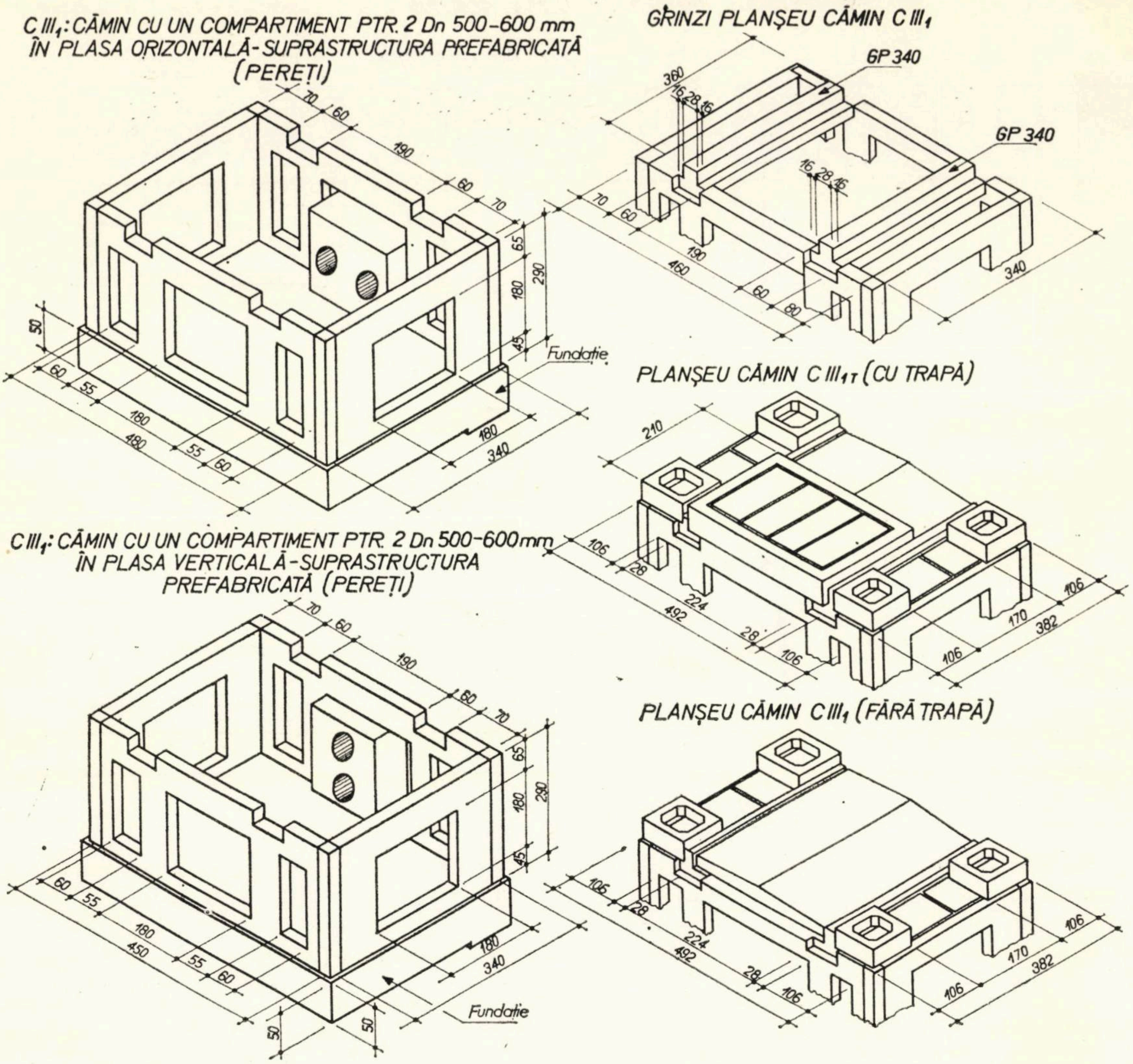

C III₁: CĂMIN CU UN COMPARTIMENT PTR. 2 Dn 500-600 mm ÎN PLASA ORIZONTALĂ - SUPRASTRUCTURA PREFABRICATĂ (PEREŢI)
GRINZI PLANŞEU CĂMIN C III₁
GP 340
GP 340
PLANŞEU CĂMIN C III₁T (CU TRAPĂ)
C III₁: CĂMIN CU UN COMPARTIMENT PTR. 2 Dn 500-600 mm ÎN PLASA VERTICALĂ - SUPRASTRUCTURA PREFABRICATĂ (PEREŢI)
PLANŞEU CĂMIN C III₁ (FĂRĂ TRAPĂ)
Fundaţie
Fundaţie
70
60
190
60
70
65
290
180
45
50
60
55
180
480
55
60
180
340
360
16
28
16
460
60
80
210
106
28
224
492
28
106
106
170
382
106
450
50
50

Fig. 12 – Perspectiva căminului de termoficare pentru conducte Dn 500 – 600 mm realizat cu un compartiment

Întrucît frecvenţa de utilizare a acestor cămine este în prezent mică, nu s-a trecut încă la executarea lor din elemente prefabricate.

În ceea ce priveşte lucrările de alimentări cu apă, întrucît conductele sînt prefabricate uzinal (premo, azbociment, fontă, oţel), reducerea manoperei pe şantier prin creşterea gradului de prefabricare s-a studiat numai la cămine.

Astfel, pentru căminele de vană pentru conducte Dn 100—250 s-a elaborat un proiect refolosibil intern care prevede realizarea căminului aproape integral prefabricat.

Se vede în fig. 13 că planşeul, coşul de acces şi peretele cilindric sînt prefabricate, numai fundaţia se toarnă pe loc.

Faţă de soluţia utilizată pînă în prezent, la care numai pereţii erau prefabricaţi din bolţari de beton simplu zidiţi, se obţine o reducere a manoperei pe şantier de 65%, reducîndu-se şi costul cu 18%.

Pentru căminele de branşament, pentru care nu există proiect tip, s-a elaborat un proiect refolosibil intern, realizat pentru două tipuri de gabarite (1,90 × 1,00 m, $h = 1{,}40$ m şi 1,50 × 0,80 m, $h = 1{,}40$ m).

La ambele tipuri de cămin s-a folosit aceeaşi rezolvare tehnică, şi anume:

— placa de acoperire din beton armat prefabricat;

— pereţii, alcătuind un element spaţial, din beton simplu prefabricat cu armătura de siguranţă;

— radierul s-a studiat în două variante: monolit şi prefabricat.

Faţă de soluţia utilizată în prezent (zidărie de cărămidă), prin noua soluţie se obţine o reducere a manoperei pe şantier de cca 75% la partea de construcţie a căminului, costul crescînd cu cca 13%.

Din păcate, beneficiarul şi executantul acestor cămine manifestă o oarecare rezervă în adoptarea noii soluţii datorită faptului că nu posedă utilaje de montare corespunzătoare.

Precizăm că aceste cămine se pot monta cu o automacara curentă de 5 t. Deşi proiectul a fost elaborat în iunie 1970, pînă în prezent nu s-au executat încă prototipurile.

Pentru viitor, la reţele de alimentare cu apă, ne propunem ca, după experimentarea şi trecerea la producţia de serie a celor două tipuri de cămine prefabricate prezentate, să studiem posibilitatea prefabricării căminelor de vană cu dimensiuni mai mari, dacă frecvenţa utilizării lor va justifica acest lucru.

În ceea ce priveşte galeriile edilitare, dacă la primele lucrări de acest gen proiectate în I.P.B., cum au fost cele de la Institutul politehnic şi de la pasajul pietonal Bălcescu, datorită unor condiţii geotehnice şi speciale, s-au adoptat soluţii din beton armat monolit, la galeriile edilitare proiectate recent, şi anume şoseaua Ştefan cel Mare şi *Anticorozivul*, s-au adoptat soluţii din beton armat prefabricat.

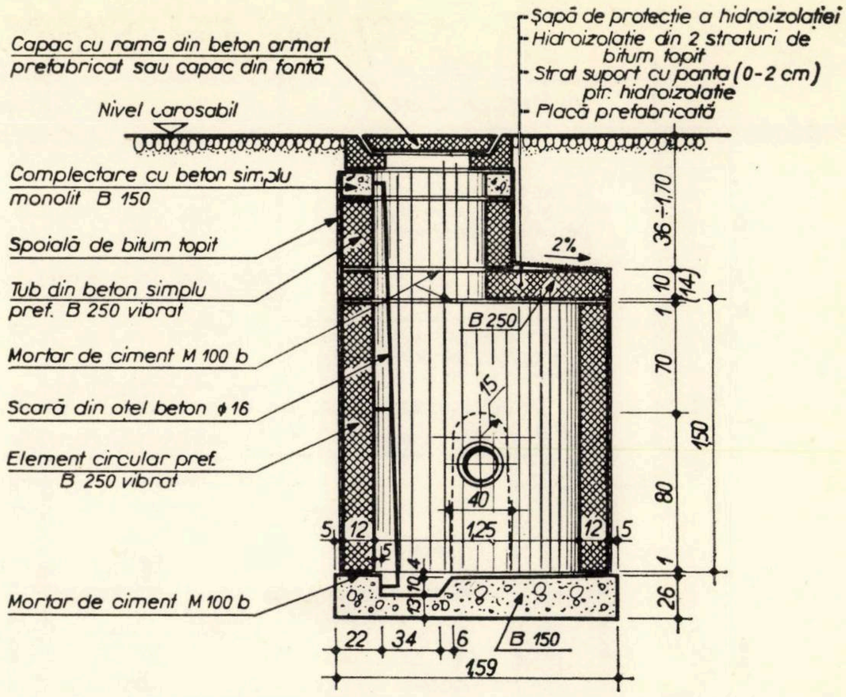

Capac cu ramă din beton armat prefabricat sau capac din fontă
Nivel carosabil
Complectare cu beton simplu monolit B 150
Spoială de bitum topit
Tub din beton simplu pref. B 250 vibrat
Mortar de ciment M 100 b
Scară din oţel beton ϕ 16
Element circular pref. B 250 vibrat
Mortar de ciment M 100 b
Şapă de protecţie a hidroizolaţiei
Hidroizolaţie din 2 straturi de bitum topit
Strat suport cu panta (0-2 cm) ptr. hidroizolaţie
Placă prefabricată
2%
B 250
15
40
125
5
12
12
5
B 150
22
34
6
159
36÷1,70
10
1
(14)
70
150
80
1
26

Fig. 13 — Dispoziţia generală a căminului de vană pentru alimentări cu apă

Din figura 15 se observă că galeriile prefabricate s-au realizat pe principiile canalelor de termoficare, modificîndu-se elementul prefabricat L corespunzător cu noile gabarite.

În măsura în care aceste galerii edilitare vor deveni mai frecvente, şi tendinţa aceasta pare să fie, se vor studia şi alte soluţii de realizare şi prefabricare.

Referitor la lucrările de reţele de gaze, ca şi la alimentările cu apă, singura posibilitate de prefabricare există la cămine. În acest scop, I.P.B. a elaborat un proiect refolosibil intern pentru cămine de gaze, rezolvat pe aceleaşi principii ca şi căminele de apă, unele elemente fiind interşanjabile.

De remarcat că, în scopul reducerii consumului de materiale deficitare, s-au proiec-

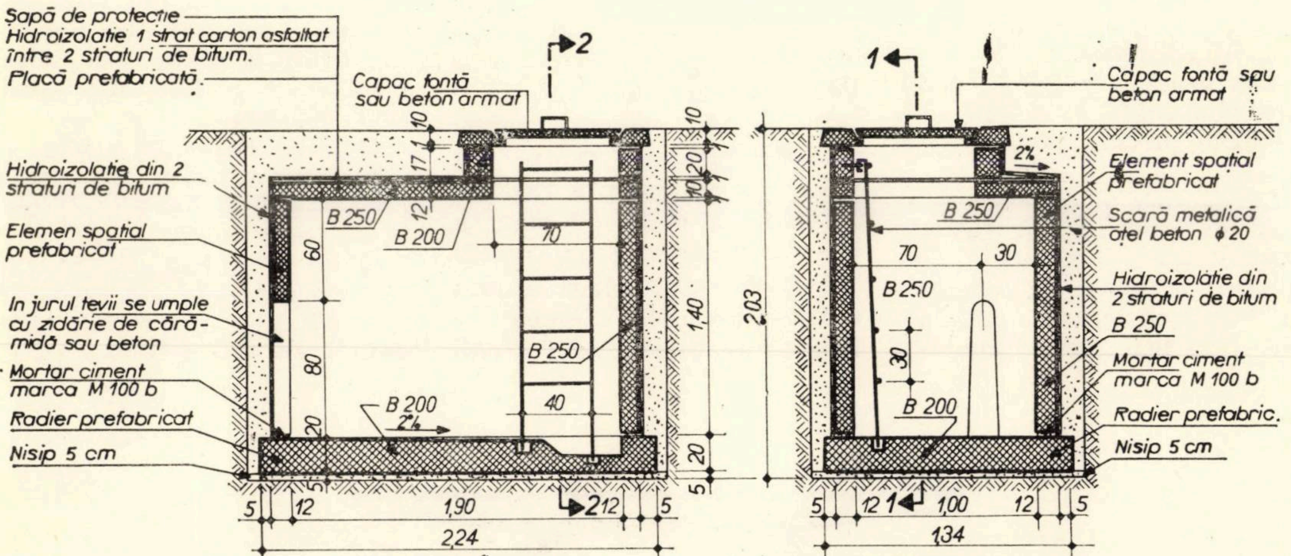

Şapă de protecţie
Hidroizolaţie 1 strat carton asfaltat între 2 straturi de bitum.
Placă prefabricată.
Capac fontă sau beton armat
Hidroizolaţie din 2 straturi de bitum
Elemen spaţial prefabricat
In jurul ţevii se umple cu zidărie de cărămidă sau beton
Mortar ciment marca M 100 b
Radier prefabricat
Nisip 5 cm
2
B 250
B 200
70
B 250
40
B 200
2%
10
17
12
60
80
20
10
20
10
1,40
20
2,03
5
12
1,90
2
12
5
2,24
SECŢIUNEA 1-1
1
Capac fontă sau beton armat
2%
Element spaţial prefabricat
Scară metalică oţel beton ϕ 20
Hidroizolaţie din 2 straturi de bitum
B 250
Mortar ciment marca M 100 b
Radier prefabric.
Nisip 5 cm
B 250
70
30
B 250
30
B 200
5
12
1
1,00
12
5
1,34
SECŢIUNEA 2-2

Fig. 14 — Dispoziţia generală a căminului de branşament pentru alimentări cu apă tip 1,90 × 1,00 × 1,40 m

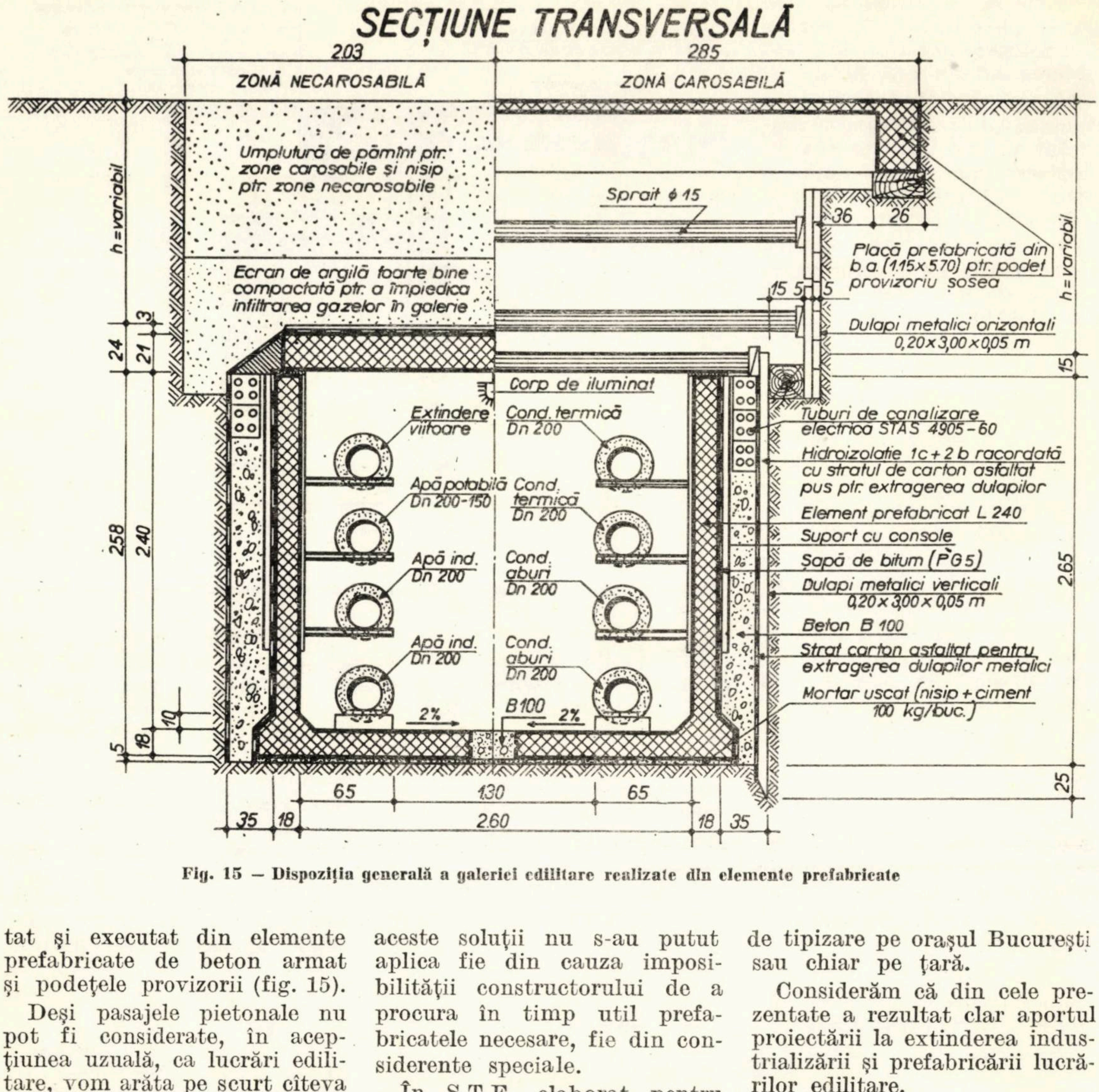

SECȚIUNE TRANSVERSALĂ
203
285
ZONĂ NECAROSABILĂ
ZONĂ CAROSABILĂ
Umplutură de pămînt ptr. zone carosabile și nisip ptr. zone necarosabile
Ecran de argilă foarte bine compactată ptr. a împiedica infiltrarea gazelor în galerie
Sprait ϕ 15
36
26
Placă prefabricată din b.a. (1.15x5.70) ptr. podet provizoriu șosea
15 5 5
Dulapi metalici orizontali 0,20x3,00x0,05 m
15
h=variabil
h=variabil
Corp de iluminat
Extindere viitoare
Cond. termică Dn 200
Apă potabilă Dn 200-150
Cond. termică Dn 200
Apă ind. Dn 200
Cond. aburi Dn 200
Apă ind. Dn 200
Cond. aburi Dn 200
2%
B100
2%
Tuburi de canalizare electrica STAS 4905-60
Hidroizolatie 1c+2b racordată cu stratul de carton asfaltat pus ptr. extragerea dulapilor
Element prefabricat L 240
Suport cu console
Șapă de bitum (PG 5)
Dulapi metalici verticali 0,20x3,00x0,05 m
Beton B 100
Strat carton asfaltat pentru extragerea dulapilor metalici
Mortar uscat (nisip + ciment 100 kg/buc.)
3
24
21
258
240
10
18
5
2.65
25
65
130
65
35
18
260
18
35

Fig. 15 — Dispoziția generală a galeriei edilitare realizate din elemente prefabricate

tat și executat din elemente prefabricate de beton armat și podețele provizorii (fig. 15).

Deși pasajele pietonale nu pot fi considerate, în accepțiunea uzuală, ca lucrări edilitare, vom arăta pe scurt cîteva elemente privind prefabricarea lor.

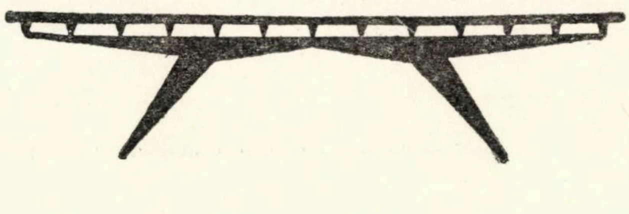
La pasajele pietonale executate pînă în prezent (piețele 1848, Scînteia și Bălcescu), deși au fost studiate și variante cu suprastructură prefabricată (din fîșii precomprimate), aceste soluții nu s-au putut aplica fie din cauza imposibilității constructorului de a procura în timp util prefabricatele necesare, fie din considerente speciale.

În S.T.E. elaborat pentru pasajele pietonale de pe bd. 1 Mai s-a studiat și o variantă în care, în afară de planșeu, se vor prefabrica și pereții.

Pentru prefabricarea în grad sporit a pasajelor pietonale se impune realizarea unui studiu de tipizare pe orașul București sau chiar pe țară.

Considerăm că din cele prezentate a rezultat clar aportul proiectării la extinderea industrializării și prefabricării lucrărilor edilitare.

O contribuție deosebită la extinderea utilizării elementelor prefabricate la lucrări edilitare în București au avut-o constructorii de la I.C.H.F. și I.D.P.B. și întreprinderile de prefabricate I.P.A.C. și *Granitul*, coordonați de C.C.M.B.



CZ 721.012:741/749.004,17

Procedeu de sporire a productivității muncii de elaborare a proiectelor de execuție pentru construcții prin modificarea tehnicii de redactare a desenelor

Ing. **ION TRÎMBIȚAȘU**
Iprosin – București

1. Lucrarea încearcă să se situeze în contextul unor preocupări generale pentru îmbunătățirea activității de proiectare, în direcția creșterii eficienței și calității prin raționalizarea activităților. Pornind de la observația că:

— elementele și detaliile individuale (individualizate) prezintă un grad de repetabilitate incomparabil mai mare decît subansamblurile și ansamblurile;

— în proiectarea de construcții, redactarea desenelor de execuție sub formă de subansambluri (formate STAS relativ mari A_2, A_1, A_0) are o pondere care limitează foarte mult posibilitățile de refolosire;

— în proiectarea de mașini, utilaje etc., redactarea individualizată — pe repere — este curentă și oferă o experiență metodologică interesantă;

— lucrarea dorește să evidențieze necesitatea, posibilitățile, avatajele și importanța deosebită a generalizării redactării individualizate a elementelor și detaliilor la P. E. construcții.

Trebuie precizat de la început că textul se referă numai la acea parte a activității de proiectare pentru construcții care constă în elaborarea — redactarea de P.E., nu la ansamblul activității de proiectare pentru construcții. În această parte se include o fracțiune din efortul total de concepție pe proiect și — practic — tot efortul pentru desen. Aprecierile cantitative din cele ce urmează sînt rezultatul unor analize efectuate pe proiecte diverse cu diferite grade de complexitate: hale industriale etajate, hale parter, estacade, construcții speciale. Valorile care se referă la eficiența procedeului pot apărea exagerate la prima impresie; ele s-au impus totuși într-o experimentare concretă.

Oricum, aceste cifre vor să fie numai o primă aproximație a unor valori susceptibile a fi corectate printr-un studiu sistematic și o experimentare mai largă.

Lucrarea prezintă modul în care se poate obține o creștere importantă a productivității muncii de elaborare a P.E. pentru construcții prin modificarea tehnicii de redactare a desenelor, fără suplimentarea mijloacelor materiale existente în dotarea institutelor de proiectare.

Să analizăm structura actuală a muncii de elaborare a P.E. construcții.

2. ANALIZA CANTITATIVĂ A MUNCII DE ELABORARE A P.E. — CONSTRUCȚII

— fie: V = volumul de proiecte ce se elaborează într-o perioadă de timp T (să zicem un an).

V_1 = partea din V realizată prin proiecte și elemente tip sau refolosibile: $V_1 \cong 40\%$ din V, conform planului tehnic.

V_2 = partea din V realizată prin proiecte și elemente unicat: $V_2 = V - V_1 \cong 60\%$ din V.

— fie: E, E_1 și E_2 — eforturile de proiectare corespunzătoare.

Experiența arată că: $E_1 = 0{,}1\,E$ și $E_2 = E - E_1 = 0{,}9\,E$ adică : 90% din efortul total de proiectare corespunzător elaborării de P.E. construcţii, pe o perioadă T, este consumat pentru elaborarea de proiecte şi elemente unicat (E_2). Aici trebuie acţionat pentru creşterea productivităţii.

2.1. *Analiza segmentului* $V_2 - E_2$: Volumul de proiecte şi elemente unicat şi efortul corespunzător.

Un proiect unicat este alcătuit din piese scrise şi piese desenate. Pieselor desenate le revine cca 95% din efortul de elaborare (redactare).

Ne vom ocupa numai de piesele desenate.

— Proiectul de execuţie al unui ansamblu dat — să zicem o construcţie — este — dintr-un anumit punct de vedere — o sumă specifică de elemente. Aceste elemente, de un număr de tipuri relativ redus, şi în orice caz controlabil, cărora le revine cca 70 — 80 % din volumul total de piese desenate, se repetă cu o frecvenţă considerabilă de la un proiect la altul, ansamblurile respective fiind mai mult, mai puţin sau chiar de loc asemănătoare. De exemplu : o fundaţie-pahar pentru stîlpi de beton armat prefabricaţi este aproape identică în proiectul unei hale parter, al unei hale etajate, estacade, platforme de deservire etc. Situaţia este aceeaşi în cazul grinzilor de beton armat, stîlpilor, nodurilor, detaliilor speciale, elementelor şi detaliilor de construcţii metalice etc.

— Cu puţine şi întîmplătoare excepţii, actualul mod de lucru este următorul : aceeaşi fundaţie, acelaşi stîlp, aceeaşi grindă, acelaşi nod, aceeaşi secţiune de canal, aceeaşi cuvă, acelaşi bazin, aceeaşi scară, acelaşi detaliu etc., etc. este desenat de fiecare dată pentru fiecare proiect în parte, deşi diferenţele dimensionale sau de detaliu sînt absolut neesenţiale şi deseori inutile. Această tehnologie de elaborare a desenelor de execuţie conţine o risipă de muncă atît la nivelul inginerului proiectant şi al desenatorului, cît şi la nivelul factorilor de îndrumare şi control : verificator, şef atelier, consilier şi inginer şef.

Un exemplu : Dacă 30 de ingineri proiectează în medie cîte 20 de fundaţii-pahar într-un an, rezultă pe sector un total de 600 buc. Numărul de tipuri de fundaţii-pahar de folosinţă curentă este de cca 8, din care două corespund la cca 80% din totalul de 600.

Explicaţia conservării în timp a tehnologiei de redactare arătate mai sus poate fi următoarea : din cele două aspecte ale oricărui proiect (conţinut şi formă), desenele, modul lor de redactare reprezintă forma, cu aparenţa ei de neesenţial ; importanţa modului de redactare este, pe nedrept şi cu pagube mari, subapreciată.

Scopul acestei lucrări este de a arăta cu ce poate fi — şi trebuie — înlocuită tehnologia clasică în munca de elaborare (redactare) a desenelor de execuţie, precum şi avantajele ce decurg din aceasta.

3. ELEMENTE ŞI DETALII INDIVIDUALIZATE ORIGINALE SEMIFINITE CONDENSATE ŞI OPTIMIZAREA DESENULUI

(E.D.I. – O.S.C.O.D.)

Pentru sistematizarea şi condensarea prezentării, vom improviza o terminologie şi un sistem de prescurtări :

3.1. — ***Elemente şi detalii individualizate* (E.D.I.)** sînt diverse elemente şi detalii (de construcţii), desenate separat, fiecare pe cîte un plan de dimensiuni minime, în vederea refolosirii la diverse proiecte.

3.2. — ***Originale semifinite* (O.S.)** sînt desene ale unor elemente şi detalii individualizate, redactate îngrijit pe formate STAS, fără cote, cu armarea principală detaliată, dar nescrisă, cu extrasele de armătură (sau laminate) liniate şi necompletate, cu cartuşul liniat necompletat, desene avizate la nivel de sector (verificatori, şefi ateliere, consilieri, inginer şef) pentru folosinţă generalizată la întocmirea proiectelor de execuţie (P.E.).

3.3. — ***Originale semifinite condensate* (O.S.C.)** sînt O.S. definite mai sus, a căror redactare asigură o claritate maximă pe un plan de suprafaţă minimă (v. anexele 1, 3, 5).

3.4. — ***Originale finite condensate* (O.F.C.)** sînt planuri condensate, bune pentru editare, care îndeplinesc următoarele condiţii

— desen de claritate maximă pe suprafaţă minimă ;

— desenul să fie compact, dar nu înghesuit ;

— să nu lipsească nici o cotă, nici un detaliu ;

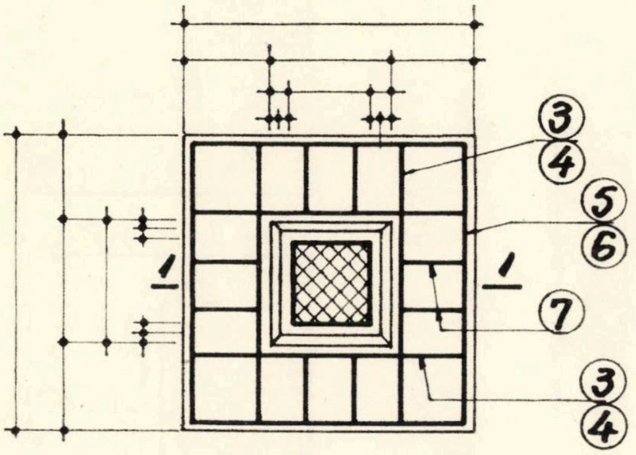
— să nu prisosească nici o cotă, nici un detaliu (v. anexele 2, 4, 6).

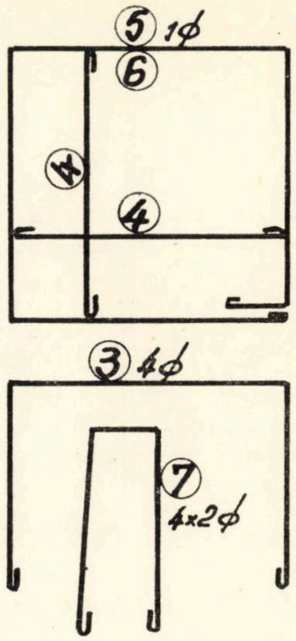
Experienţa arată că rezervele existente astăzi permit reducerea de 2—3 ori a suprafeţei desenate în medie pe un proiect.

— O.F.C. se poate obţine fie prin completarea unui O.S.C., fie prin redactare directă (fără O.S.C.).

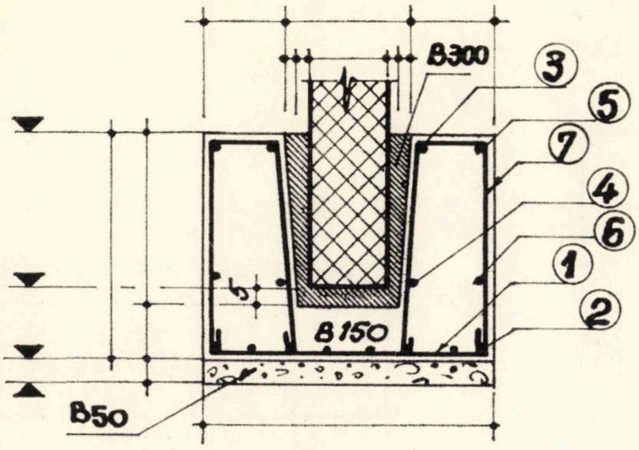
Avantajele deosebite şi necesitatea condensării desenelor vor fi analizate în cap. 5. Precizăm însă că ea nu necesită un efort suplimentar, ci o preocupare specială, efortul fiind deseori mai mic. De asemenea, nu este necesară introducerea unor notaţii sau simboluri diferite de cele existente şi consacrate.

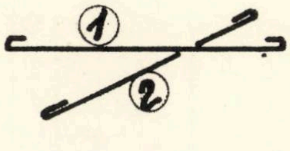
FUNDAȚIA F




⑤ 1Φ
⑥
④
④
③ 4Φ
⑦
4×2Φ

SECȚIUNE 1-1


B300
③
⑤
⑦
④
⑥
①
②
B150
B50



BETON B50 ; B150 ; B300
OȚEL OB 38

1. Nu se măsoară cote la scară
2. Amplasare pe pl. nr.

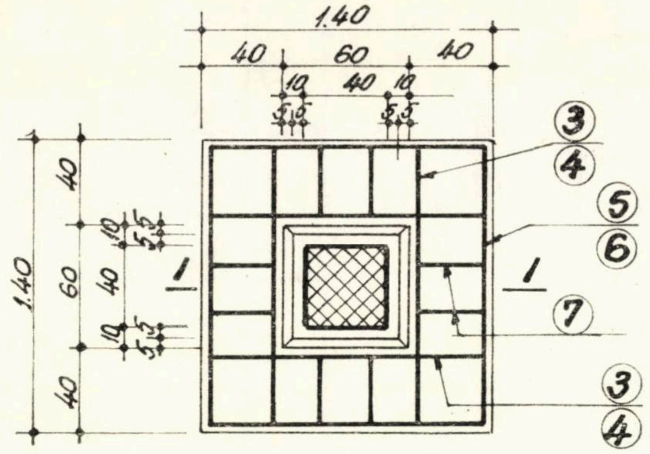
EXTRAS DE ARMATURĂ

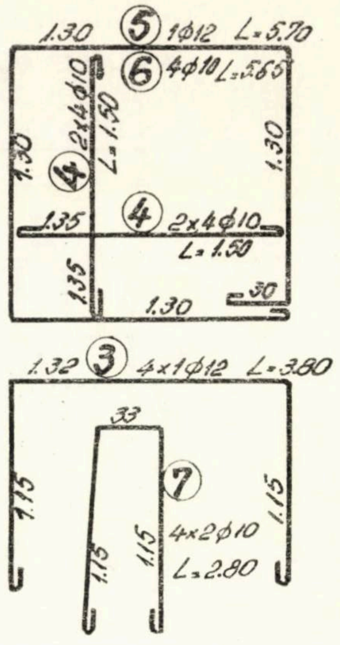
ELEMENT	MARCA	Φ	NUMĂR BUCĂȚI	LUNGIMEA UNEI BARE	LUNGIME în m OB 38 Φ10	Φ12	
	1						
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
LUNGIMI PE Φ							
GREUTATE PE m							
GREUTATE PE Φ							
GREUTATE TOTALĂ							

NUMELE	SEMNAT	IPROSIN AT. CONSTRUCȚ		Pl. nr.
		ANEXA 1	FUNDAȚIA F	

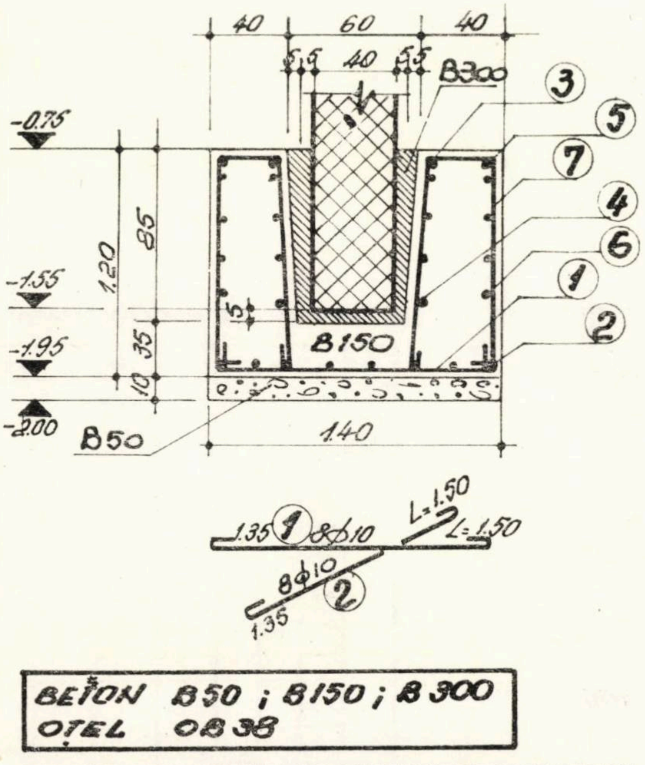
A4 (210 × 297) S = 0,07

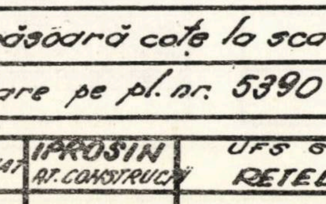
FUNDAȚIA F_1


1.40
40
60
40
10
40
10
5,5
5,5
③
④
⑤
⑥
⑦
③
④
I
I
1.40
40
60
40
10
40
10
5,5
5,5


1.30
⑤ 1φ12 L=5.70
⑥ 4φ10 L=5.65
1.30
④ 2×4φ10
L=1.50
1.30
1.35
④ 2×4φ10
L=1.50
1.35
1.30
30
1.32
③ 4×1φ12 L=3.80
33
1.15
⑦
4×2φ10
L=2.80
1.15
1.15
1.15

SECȚIUNEA 1-1


40
60
40
5,5
40
5,5
B300
-0.75
-1.55
-1.95
-2.00
1.20
85
35
10
5
B150
B50
1.40
③
⑤
⑦
④
⑥
①
②


1.35
① 8φ10
L=1.50
L=1.50
8φ10
②
1.35

BETON B50 ; B150 ; B300
OȚEL OB38

1. Nu se măsoară cote la scară
2. Amplasare pe pl. nr. 5390

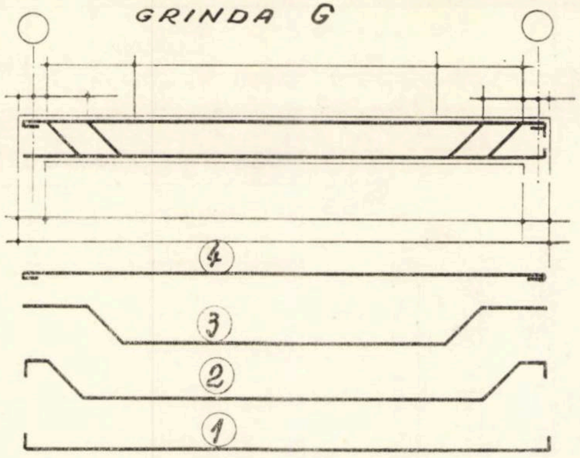
EXTRAS DE ARMATURĂ

ELEMENT	MARCA	φ	NUMĂR BUCĂȚI	LUNGIME A UNEI BARE	Lungimi în m		
					OB 38		
					φ10	φ12	
	1	10	8	1.50	12,0		
	2	10	8	1.50	12,0		
	3	12	4	3.80		15,2	
	4	10	16	1.50	24,0		
	5	12	1	5.70		5,7	
	6	10	4	5.65	22,6		
	7	10	8	2.80	22,4		
Lungimi pe φ					93,0	20,9	
Greutate pe m					0.617	0.888	
Greutate pe φ					57,30	18,55	
Greutate totală					75,85		

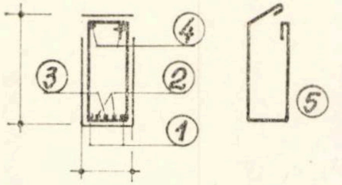
NUMELE	SEMNAT	IPROSIN AT. CONSTRUCȚII	UFS GAVINEȘTI REȚELE EXTERIOARE	Pl. nr. 5396
ING. TRÎMBIȚAȘU STRATU C.	Stratu	ANEXA 2	FUNDAȚIA F_1	0336 I-973	14/23

A4 - 0,07

GRINDA G



SECȚIUNEA 1-1



EXTRAS DE ARMATURĂ

ELEMENT	MARCA	Φ	NUMĂR BUCĂȚI	LUNGIMEA UNEI BARE	Lungimi în metri			
					ø	ø	ø	ø
	1							
	2							
	3							
	4							
	5							
Lungimi pe Φ								
Greutate pe m								
Greutate pe Φ								
Greutate totală								

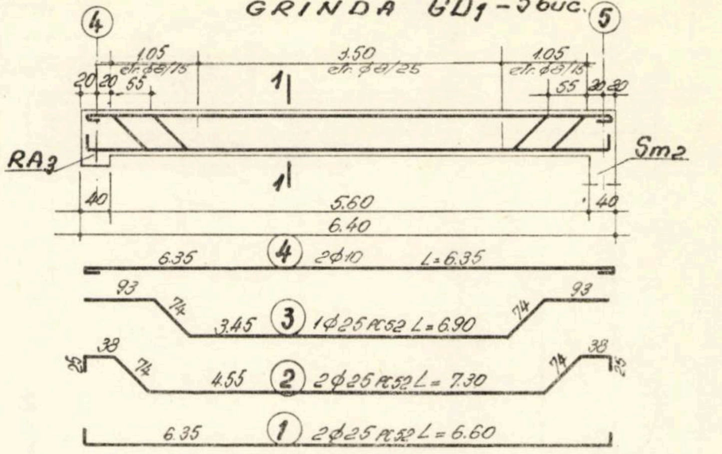
1. Nu se măsoară cote la scară
2. Amplasarea pe pl.nr.

BETON B200
OȚEL OB 38
PC 52

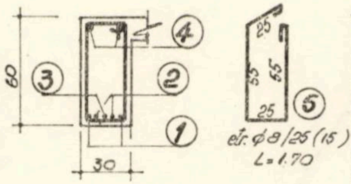
NUMELE	SEMNAT	IPROSIN AT. CONSTRUCT.		Pl.nr.
		ANEXA 3	GRINDA G	—

A4 (210 × 297) S-007

GRINDA GD1 – 5buc.


4
5
1.05
etr. ø8/15
3.50
etr. ø8/25
1.05
etr. ø8/15
20 20 55
55 20 20
1
1
RA3
Sm2
40
5.60
40
6.40
6.35
4
2ø10 L=6.35
93
74
3.45
3
1ø25 PC52 L=6.90
74
93
38
25
74
4.55
2
2ø25 PC52 L=7.30
74
38
25
6.35
1
2ø25 PC52 L=6.60

SECȚIUNE 1-1


60
3
4
2
1
30
25
55
55
25
5
etr. ø8/25 (15)
L=1.70

EXTRAS DE ARMATURĂ

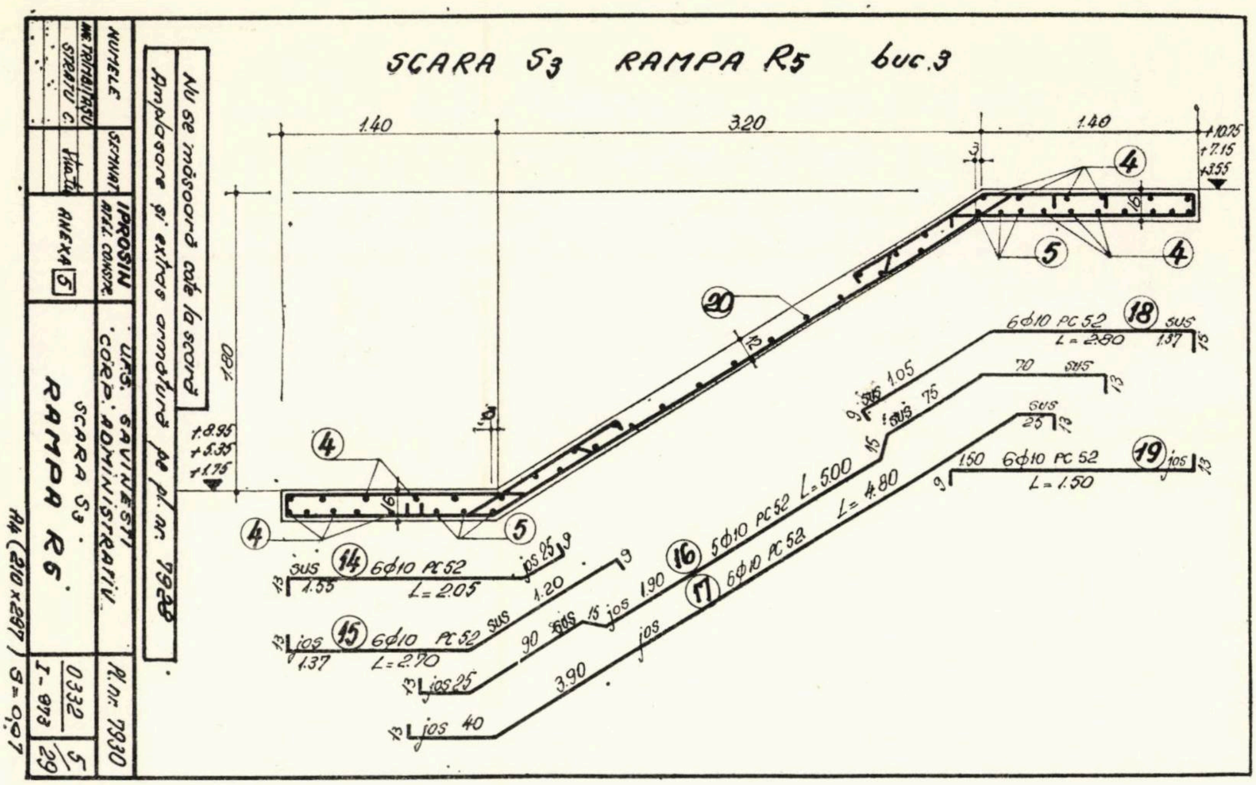
ELEMENT	MARCA	Φ	NUMĂR BUCĂȚI	LUNGIMEA UNEI BARE	Lungimi în metri				
					OB 38		PC 52		
					ø8	ø10	ø25	ø	ø
	1	25	2	6.60			13.20		
	2	25	2	7.30			14.60		
	3	25	1	6.90			6.90		
	4	10	2	6.35		12.70			
	5	8	29	1.70	49.30				
Lungimi pe Φ					49,3	12,70	34,7		
Greutatea pe m					0,395	0,617	3,854		
Greutatea pe Φ					19,5	7,9	138,0		
Greutate totală					27,4 Kg		138 Kg		

Nu se măsoară cote la scară
Amplasare pe pl. nr. 4125

BETON B200
OȚEL OB 38
PC 52

NUMELE	SEMNAT	IPROSIN AT. CONSTRUCȚII	U.F.S. SĂVINEȘTI CORP ADMINISTRATIV	Pl. nr. 4132	
ING. TRIMBIȚAȘU STRATU C	Stratu	ANEXA 4	GRINDA GD1	0544	15
				I-973	29

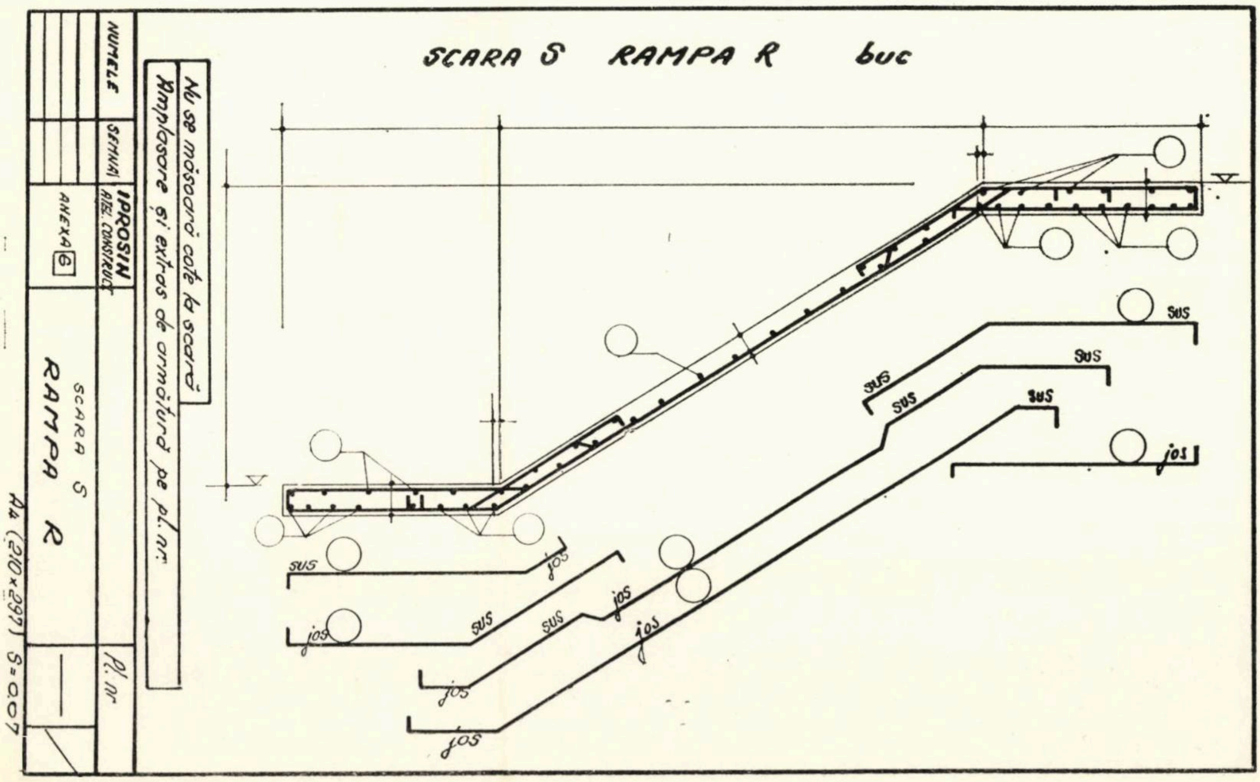
A4 (210 × 297) S-007


SCARA S3 RAMPA R5 buc.3

Nu se măsoară cote la scară

Amplasare și extras armătură pe pl. nr. 7928

1.40
3.20
1.40
+10.25
+7.15
+3.55
+8.95
+5.35
+1.75
1.80
4
5
20
14 6φ10 PC52 L=2.05
sus
1.55
jos 25
9
15 6φ10 PC52 L=2.70
jos
1.37
sus 1.20
90
sus 15
jos 1.90
jos 25
16 5φ10 PC52 L=5.00
17 6φ10 PC52 L=4.80
jos
3.90
jos 40
18 6φ10 PC52 L=2.80
sus
1.37
sus 1.05
sus 75
70 sus
19 6φ10 PC52 L=1.50
jos
1.50
sus 25
13
NUMELE
SEMNAT
ing. TRIMBIȚAȘU
STRATU C.
IPROSIN ATEL. CONSTR.
ANEXA 5
U.F.S. SĂVINEȘTI
CORP. ADMINISTRATIV
SCARA S3
RAMPA R6
Pl. nr. 7930
0332
I-973
5/29
A4 (210 x 297) S=0,07


SCARA S RAMPA R buc

Nu se măsoară cote la scară

Amplasare și extras de armătură pe pl. nr.

sus
jos
NUMELE
SEMNAT
IPROSIN ATEL. CONSTRUCȚ.
ANEXA 6
SCARA S
RAMPA R
Pl. nr
A4 (210x297) S=0,07

3.5. — ***Optimizarea desenului* (O.D.)** cuprinde :

a) generalizarea O.S.C. și O.F.C. la redactarea desenelor de execuție pentru elemente și detalii individualizate (E.D.I.) ;

b) aplicarea generalizată a principiilor condensării desenului — enumerate la punctul 3.4. — la redactarea planurilor de execuție pentru subansambluri și ansambluri (planul de fundații, planșee, acoperișuri, secțiuni ansamblu etc.).

3.6. — *Utilizarea originalelor semifinite condensate (O.S.C.) la elaborarea desenelor pentru P.E. construcții*

Vom prezenta un exemplu concret : întocmirea desenului de execuție pentru o fundație-pahar.

Operațiile și timpii corespunzători sistemului clasic sînt evidențiate paralel cu operațiile și timpii corespunzători sistemului propus (O.S.C.) (tabela 1).

Fie : $T = 100$ unități (u) = timpul de redactare a desenului în sistem clasic ;

T_{1c}, T_{2c}... = timpi pe o operație în sistem clasic ;

T_{1p}, T_{2p}, T_{3p} = timpi pe o operație în sistem propus.

Inginerul proiectant calculează fundația, stabilindu-i dimensiunile și armarea; urmează operațiile din tabela 1.... ; calculăm raportul :

$$r = \frac{T_c}{T_p} = \frac{100}{35} = 3.$$

Așadar, pentru exemplul analizat, O.S.C. triplează viteza de elaborare a desenului, fără nici un efort suplimentar din partea inginerului sau desenatorului. Pentru diverse elemente, detalii sau subansambluri, valoarea lui r poate fi mai mică sau mai mare, în funcție de gradul de dificultate și complexitate al desenului și de ponderea pe care desenul o are asupra scrisului. În acest mod (coloana O.S.C. din tabela 1) se pot elabora desenele de execuție pentru fundații de stîlpi, grinzi, noduri, centuri, atice, reborduri, fundații utilaje, scări de beton și metalice, cuve, bazine, secțiuni de canale, cămine canalizare, diverse piese și detalii speciale, elemente și detalii de construcții metalice etc.

Practic, cu excepția planurilor de ansamblu care, în medie, reprezintă cca 20% din volumul total de desen pe proiect, toate elementele și detaliile pot fi încadrate cu procedeul O.S.C.O.D.

La elaborarea planurilor de ansamblu există, de asemenea, posibilități interesante de creștere a productivității prin optimizarea desenului (O.D.).

Tabela 1

Succesiunea operațiilor și timpii corespunzători la redactarea desenului de execuție pentru o fundație-pahar în sistemul clasic și în sistemul O.S.C. (vezi anexele 1 și 2)

Procedeul clasic		Procedeul propus (O.S.C.)	
Operația	Timpi T_c^* în unități (u)	Operația	Timpi T_p^* în unități (u)
1. Inginerul proiectant desenează schița.	$T_{1c}=11$	1. Inginerul proiectant scrie dimensiunile, armarea și notele explicative pe un desen gata făcut (O.S.C. pe calc, ozalid sau pe coalc Xerox) pus la dispoziție de arhiva operativă (A.O.) ** a sectorului sau a atelierului.	$T_{1p} = T_{2c} = 4$
2. Inginerul pr. cotează schița și scrie armarea pe schiță.	$T_{2c}=4$		
3. Desenatorul desenează fundația cerînd inginerului, după caz, indicații pe parcurs.	$T_{3c}=45$		
4. Desenatorul scrie în tuș cotele și armarea, calculează și scrie în tuș extrasul de armătură ; scrie în tuș cartușul și notele explicative.	$T_{4c}=35$	2. Desenatorul scrie în tuș cotele și armarea ; calculează și scrie în tuș extrasul de armătură ; scrie în tuș notele explicative și cartușul În cazul O.S.C-Xerox scrierea se poate poate face cu creion moale. În acest caz, desenatorului îi poate reveni numai calculul și scrierea extrasului de armătură.	*** $T_{2p} = T_{c4} - 5 = 30$
5. Inginerul proiectant verifică planul ; se face corectura întîi.	$T_{5c}=3$	3. Corectura întîi și corectura a doua sînt minime ; ele se referă numai la cote și extras	$T_{3p}=\frac{T_{5c}+T_{6c}}{5}=1$
6. Verificatorul, șeful de atelier și consilierul verifică planul ; se face corectura a doua ; planul este bun pentru ediție.	$T_{6c}=2$		
$T_c = \sum_i \text{Tic} = 100\text{u}$		$T_p = \sum_i \text{Tip } 35\,\text{u}$	

* Valorile timpilor T au fost stabilite prin apreciere.

** Arhiva operativă (A.O.)= stocul de OS.C. al sectorului, organizat pe tipuri de elemente și detalii și diversificat pe tipuri de construcții și soluții constructive.

*** Reducerea timpului cu 5U se datorește faptului că extrasul și cartușul sînt parțial completate pe O.S.C.

4. ANALIZA CALITATIVĂ A MUNCII DE PROIECTARE

Pentru evaluarea realistă a avantajelor oferite de aplicarea procedeului O.S.C.O.D. este foarte necesară o analiză a muncii de proiectare, la faza P.E., din punctul de vedere al relației conținut-formă, concepție-elaborare (redactare).

— Grupăm cele două elemente în :

1. Concepție + întocmire documentație economică ;

2. Elaborare (redactare) planuri de execuție și le detaliem astfel :

1. *Concepţie*

a) Definitivarea temei de proiectare: analiza spaţiilor, suprafeţelor, volumelor (gabaritelor) cerute prin temă, aducerea lor la strictul necesar; preluarea critică a temei de către întocmitorul P.E.-construcţii.

b) Stabilirea soluţiei: analiza variantelor posibile, calcule economice preliminare, consumul de materiale deficitare etc.

c) Calculul şi dimensionarea elementelor şi ansamblurilor (folosirea calculatorului electronic la calculul structurilor este curentă şi epuizează cea mai mare rezervă de creştere a productivităţii muncii la capitolul concepţie).

d) Întocmirea documentaţiei economice.

2. *Elaborare* (*redactare*) = toate operaţiile enumerate în tabela 1

— Găsim la nivelul efortului de proiectare E_2 (definit conform cap. 1) următoarea situaţie:

— Efortul de proiectare pentru elaborarea proiectelor şi elementelor unicat (E_2) = efortul de concepţie e_1 + efortul de elaborare (redactare) e_2, adică:

$$E_2 = e_1 + e_2.$$

— Evident, structura optimă a lui E_2 se obţine pentru e_2 minim. Din proprie experienţă, apreciem că actuala structură a valorii lui E_2 este departe de optim. Concret:

— Structură existentă:

$$e_1 = 30\% \text{ din } E_2$$
$$e_2 = 70\% \text{ din } E_2$$

— Structură necesară, realizabilă prin generalizarea procedeului O.S.C.O.D.:

$$e_1 = 70\% \text{ din } E_2$$
$$e_2 = 30\% \text{ din } E_2$$

Mecanismul prin care procedeul O.S.C.O.D. generează, în ultimă instanţă, un salt calitativ în munca de proiectare, este mecanismul interacţiunii dialectice între formă şi conţinut: sistematizarea desenului cere şi generează sistematizarea şi optimizarea concepţiei. Prin reducerea volumului de muncă necesar pentru redactarea propriu-zisă a desenelor se cîştigă un timp preţios pentru optimizarea soluţiilor constructive. La rîndul ei, sistematizarea soluţiilor constructive creează noi posibilităţi de optimizare a redactării desenelor prin eliminarea diversităţii inutile. Precizăm: nu este vorba de evitarea diversităţii în general, a acelei diversităţi generatoare de idei, de piste interesante, ci de diversitatea inutilă, este vorba de eliminarea diversităţii care bate pasul pe loc sau face paşi înapoi. Nu este vorba de a îngrădi libertatea de concepţie a proiectantului într-o incintă strîmtă împrejmuită cu *originale semifinite condensate*, ci de a-l elibera de volumul mare de muncă de rutină, de a-i oferi timp real şi suficient pentru concepţie.

5. AVANTAJELE PROCEDEULUI O.S.C.O.D. LA ELABORAREA P.E. – CONSTRUCŢII

A. *Avantajele principale la elaborarea P.E.*

1. Măreşte viteza de redactare a desenelor de execuţie de cca 2–3 ori.

2. Reduce suprafaţa desenată pe proiect în medie de 2–3 ori.

3. Îmbunătăţeşte calitatea proiectelor de execuţie prin:

a) atenţia specială care se acordă la redactarea şi avizarea fiecărui O.S.C.;

b) crearea unei rezerve de timp la dispoziţia proiectantului pentru optimizarea soluţiilor.

4. Permite crearea unei arhive operative (A.O.)[1] de O.S.C. pe tipuri de elemente, detalii sau subansambluri, foarte condensate, la nivel de sector sau atelier de proiectare pentru refolosiri parţiale[2].

5. Permite crearea unei arhive operative (A.O.) de originale finite condensate (O.F.C.) la nivel de sector sau atelier de proiectare pentru refolosiri totale.[3]

6. Permite sistematizarea condensată — dar suficient de detaliată — a experienţei acumulate în decursul procesului de proiectare, eliminînd risipa la nivelul efortului de concepţie şi direcţionînd căile posibile de progres pentru îmbunătăţirea oricăror soluţii constructive:

proiectantul va alege una din soluţiile puse la dispoziţie de arhiva operativă (A.O.) sau va realiza una mai bună.

Pentru „*mai bine*" este nevoie de un sistem de referinţă: „*mai bine decît ce?*"

Actualul sistem de referinţă este depozitat în:

a) Mulţi metri cubi de mape mari, grupate pe investiţii, în marea arhivă a institutului de proiectare şi aşezate în ordine cronologică.

Din punctul de vedere enunţat mai sus, exploatarea arhivei este în orice caz greoaie.

b) Experienţa individuală a proiectanţilor cu vechime, din care o mare parte îndrumă alegerea soluţiilor: verificatori, şefi ateliere, consilieri, inginer şef. Fără a nega marea valoare şi eficienţă a acestei experienţe, este evident că exploatarea ei este departe de a fi optimă. Fiecare proiectant, verificator, şef de atelier, consilier, se ocupă de cîte o fracţiune mai mică sau mai mare din volumul total de P.E. ce se elaborează într-o perioadă T. Sumarea completă, continuă şi sistematizantă pe care o poate oferi Arhiva operativă (A.O.) a sectorului este absolut necesară, chiar şi numai pentru documentare.

7. Simplifică avizarea proiectelor, a soluţiilor constructive de detaliu şi de ansamblu la nivel de ateliere-sector:

a) Pentru detalii, avizarea de O.S.C. se face o singură dată de către toţi factorii (verificatori, şefi ateliere, consilieri, inginer şef) pentru folosinţă generalizată.

---

[1] Vezi definiţia sub tabela 1

[2] Refolosirea parţială = refolosirea unui O.S.C.

[3] Refolosirea totală = refolosirea unui O.F.C.

b) La avizarea soluţiei constructive de ansamblu, A.O. oferă o bază de discuţie şi — chiar în cazul unei soluţii noi — o cotă importantă de O.S.C. şi O.F.C. a căror aplicare la proiectul în cauză este, de asemenea, avizată.

c) La predarea proiectului, avizarea se poate concentra pe elementele particulare ale acestuia.

8. Măreşte operativitatea, capacitatea de adaptare a proiectantului la:

a) Modificări de temă sau de elemente de temă, foarte frecvente în institutele de proiectare tehnologică.

b) Modificări de soluţii constructive de detaliu ce pot apărea pe parcursul elaborării proiectului. Forma de prezentare individualizată a elementelor şi detaliilor permite înlocuirea sau modificarea numai a acelor desene care sînt afectate direct de schimbare.

9. Ştiut fiind că atelierelor de proiectare le este proprie o anumită neuniformitate de încărcare, procedeul O.S.C.O.D. oferă condiţii pentru folosirea deplină, constantă şi eficientă a forţei de muncă, astfel:

a) Perioadele de subîncărcare pot fi folosite pentru elaborarea şi îmbunătăţirea O.S.C.; perioadele de supraîncărcare sînt preluate prin exploatarea O.S.C.

b) O.S.C. nu vor fi elaborate în mod obligatoriu de un colectiv însărcinat special cu aceasta: la fiecare P.E., desenele ce prezintă interes pentru refolosire vor fi copiate, la faza de O.S.C., pe calc ozalid sau Xerox, originalul intră în A.O., copia se finisează şi intră în predarea P.E.

Desigur, este nevoie de un colectiv — foarte restrîns — care să se ocupe de colectarea, sistematizarea şi furnizarea operativă a O.S.C. şi O.F.C.

10. Eventuale disponibilităţi de forţă de muncă ce pot apărea pe măsură ce generalizarea procedeului O.S.C.O.D. începe să dea roade, pot fi folosite integral şi avantajos la:

a) Abordarea de către însuşi proiectantul autor al P.E. predat, a problemelor legate de realizarea pe şantier a soluţiei proiectului, cu consecinţe imediate atît asupra calităţii lucrărilor pe şantier, cît şi asupra îmbunătăţirii soluţiei pentru o aplicare ulterioară.

b) Căutarea, crearea de soluţii noi, originale, economice, valoroase, pentru rezolvarea uriaşului volum de construcţii de mare diversitate cerute de actualul ritm de creştere a investiţiilor. Pe lîngă avantajele interesante oferite de finalizarea acestor creaţii, se va îmbogăţi conţinutul muncii fiecărui inginer şi desenator.

c) Îmbunătăţirea asistenţei tehnice pe şantier, cu implicaţii directe atît asupra calităţii lucrărilor, cît şi asupra pregătirii profesionale, printr-o cunoaştere mai completă a problemelor pe care le pune execuţia.

11. Asigură rezerva de timp necesară — mai ales acolo unde supraîncărcarea continuă pune probleme — pentru încadrarea personalului de concepţie în acţiunea de ridicare a calificării (reciclare etc.) organizată pe plan naţional.

B. Avantaje secundare

Prin reducerea de 2—3 ori a suprafeţei totale desenate la P.E. construcţii rezultă, corespunzător, avantaje interesante şi la alte compartimente. (De notat că fiecare proiect se editează în medie în 8 exemplare).

1) Efortul material şi de muncă pentru editare (heliografiere, tăiere, pliere), ambalare şi expediţie se reduce proporţional cu volumul fizic al documentaţiei.

2) Arhiva: arhivă la proiectant, la beneficiar, la sediul central al constructorului, la şantier, la bancă; toate aceste spaţii ce nu sînt direct productive, spaţii ce cresc an de an pe măsură ce documentaţia se acumulează, vor putea fi de două ori mai mici.

3) Exploatarea pe şantier în condiţii specifice (vînt, ploaie etc.) a unor planuri de dimensiuni reduse — dar de o claritate maximă — este în orice caz mai comodă. Poate nu ar fi lipsită de interes o anchetă pe această temă în rîndul şefilor de echipe, maiştrilor şi inginerilor.

6. CONSIDERAŢII GENERALE

6.1. La generalizarea procedeului O.S.C.O.D. trebuie acordată o atenţie specială clarităţii desenului care, în nici un caz, nu trebuie să scadă prin condensare.

6.2. Avantajele importante oferite de procedeul O.S.C.O.D. proiectării de construcţii îşi au explicaţia în natura specifică a acestei proiectări: deşi un mare volum de construcţii se realizează pe bază de proiecte tip sau refolosibile, marea majoritate cer totuşi proiecte unicat: proiectul şi construcţia.

În fond, noutatea ideii constă în:

a) Evidenţierea mijloacelor de creştere a productivităţii muncii de elaborare-redactare a P.E. construcţii dincolo de limitele permise de aplicarea proiectelor tip şi refolosibile în accepţia lor curentă.

b) Folosirea generalizată a Originalelor semifinite (O.S.) la proiectarea de elemente şi detalii individualizate (E.D.I.) în P.E. construcţii.

c) Evidenţierea principiilor, necesităţii şi avantajelor condensării şi optimizării desenului la P.E. în general.

6.3. Pentru proiectarea de maşini, utilaj, instalaţii etc., unde folosirea Originalelor semifinite (O.S.) este mai mult sau mai puţin curentă, generalizarea principiilor O.S.C.O.D. şi crearea unor Arhive operative (A.O.) cît mai complete, poate constitui o preocupare cu rezultate interesante.

6.4. Cel puţin într-o primă fază a generalizării procedeului O.S.C.O.D., arhivele operative definite în prezenta lucrare vor reprezenta o acumulare de material (seturi de elemente, detalii şi subansambluri, diversificate pe tipuri de construcţii şi soluţii constructive, redactate sub formă de O.S.C. şi O.F.C.) pentru uz intern, sintetizînd soluţiile constructive de ansamblu şi de detaliu caracteristice profilului şi stilului fiecărei unităţi de proiectare. Ulterior, apare posibilitatea unei unificări progresive şi coordonate pe bază de schimb de experienţă între diverse unităţi de proiectare cu profil apropiat. Avantajele acestui schimb de experienţă sînt multiple :

— unificarea soluţiilor constructive cu implicaţii directe şi asupra simplificării execuţiei ;

— eliminarea, prin confruntare directă, a soluţiilor constructive cu un nivel tehnic mediocru sau slab ;

— îmbogăţirea zestrei de soluţii constructive a fiecărei unităţi de proiectare.

Arhivele operative oferă cea mai bună bază de discuţie pentru schimbul de experienţă între diverse unităţi de proiectare.

6.5. Arhivele operative ale unităţilor de proiectare oferă posibilităţi foarte interesante pentru îmbunătăţirea metodologiei de elaborare a proiectelor tip şi refolosibile.

a) La întocmirea Planului republican de tipizare, sectorul de sinteză din cadrul ministerului stabileşte, pe baza caietelor sintetice ale arhivelor operative, care sînt poziţiile comune.

b) La faza S.T.E. pentru proiectele tip şi directive, arhivele operative pun la dispoziţia proiectantului un mare număr de planuri O.S.C. şi O.F.C. Acestea, (conform definiţiilor din cap. 3) sînt deja rodul unui efort de optimizare a diverselor soluţii constructive şi pot fi utilizate ca piese constitutive ale S.T.E.

c) La faza P.E. apare avantajos ca redactarea să se facă de către unitatea de proiectare ale cărei soluţii constructive s-au impus la ancheta S.T.E. În acest caz, proiectantul poate folosi la maximum piesele puse la dispoziţie de arhiva operativă a unităţii în care lucrează.

6.6. Încercînd o privire de ansamblu asupra evoluţiei tehnologiei de elaborare-redactare a P.E. construcţii, se poate sugera următoarea etapizare :

Etapa I — Tehnologia actuală, pe care o vom numi clasică, şi care se caracterizează prin :

a) o mare abundenţă de elemente şi detalii, rezultat al ponderii deosebite a proiectelor unicat ;

b) o mare diversitate de soluţii constructive pentru fiecare element, detaliu, subansamblu şi ansamblu, produs al unei bogate diversităţi de stiluri şi al absenţei unei preocupări speciale pentru eliminarea diversităţii inutile ;

c) absenţa unei preocupări speciale pentru redactarea individualizată a desenelor de execuţie ale elementelor şi detaliilor, în vederea refolosirii lor sistematice la un număr cît mai mare de proiecte unicat. Pe planuri de dimensiuni relativ mari — A_0, A_1, A_2 — se desenează mai multe elemente şi detalii, mai mult sau mai puţin înrudite ;

d) utilizarea largă a refolosirilor pe bază de proiecte tip şi refolosibile.

Etapa II — Procedeul E.D.I. — O.S.C.O.D. — caracterizat prin :

a) sinteza continuă, la nivelul unităţilor de proiectare, a soluţiilor constructive pentru toate elementele, detaliile, subansamblurile şi ansamblurile ;

b) eliminarea sistematică a diversităţii inutile prin folosirea generalizată a O.S.C. şi O.F.C. ;

c) o preocupare sistematică pentru redactarea individualizată a desenelor de execuţie ale elementelor, detaliilor şi subansamblurilor ; ponderea mare a planurilor de dimensiuni mici : peste 50% A_3 şi A_4 ;

d) generalizarea sistemului refolosirilor, dincolo de limitele permise de proiectele tip şi refolosibile în accepţia lor curentă ;

e) o preocupare sistematică pentru redactarea desenelor de execuţie în direcţia condensării şi optimizării, pentru obţinerea unor planuri de dimensiuni minime care să permită crearea unor arhive operative de dimensiuni minime, comod de organizat şi exploatat.

Etapa III — Automatizarea complexă a proiectării.

Ulterioară generalizării procedeului E.D.I.—O.S.C.O.D., va beneficia de elementele create de acesta. Arhivele operative din ce în ce mai complexe vor trebui să fie suficient de comod de exploatat. Fiecare O.S.C. şi O.F.C. din A.O., purtător al unui număr de cod, va fi înregistrat în memoria unui ordinator pentru a putea fi pus la dispoziţia proiectantului cu maximă operativitate.

Se poate merge mai departe, cuplîndu-se programul care controlează A.O. de O.S.C. şi O.F.C. cu programele de calcul al structurilor şi elementelor de construcţii. În această fază, pe lîngă obţinerea unei productivităţi maxime, se creează toate premisele pentru optimizarea soluţiilor constructive.

Pe linia preocupărilor în direcţia creşterii productivităţii muncii de proiectare există, pe plan mondial, instrumente moderne capabile să asigure redactarea automată a desenelor de execuţie.

Practic, este vorba de utilaje complexe, costisitoare, care cer personal cu o calificare specială şi care, cel puţin pentru viitorul imediat, sînt inaccesibile pentru majoritatea unităţilor de proiectare din ţară. Procedeul propus — E.D.I.—O.S.C.O.D. — oferă o variantă simplă, economică şi accesibilă, avînd la bază numai elemente tradiţionale.

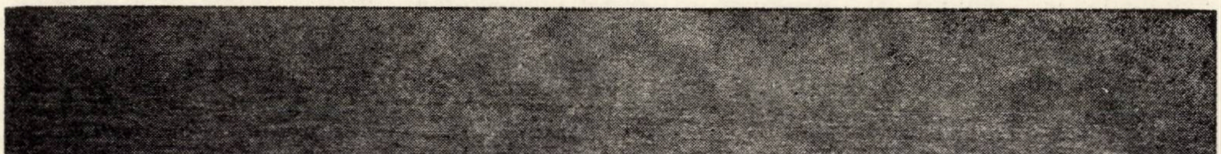
— Un avantaj foarte interesant faţă de „maşinile de desenat automatizate", care au o structură de calculator electronic şi un limbaj special pentru programare, este că procedeul propus oferă posibilitatea stocării şi organizării *informaţie desen*, ca atare. Arhivele operative pot prezenta, în forma cea mai accesibilă, toate elementele pe care experienţa de proiectare le poate oferi la un moment dat pentru realizarea unui P.E.

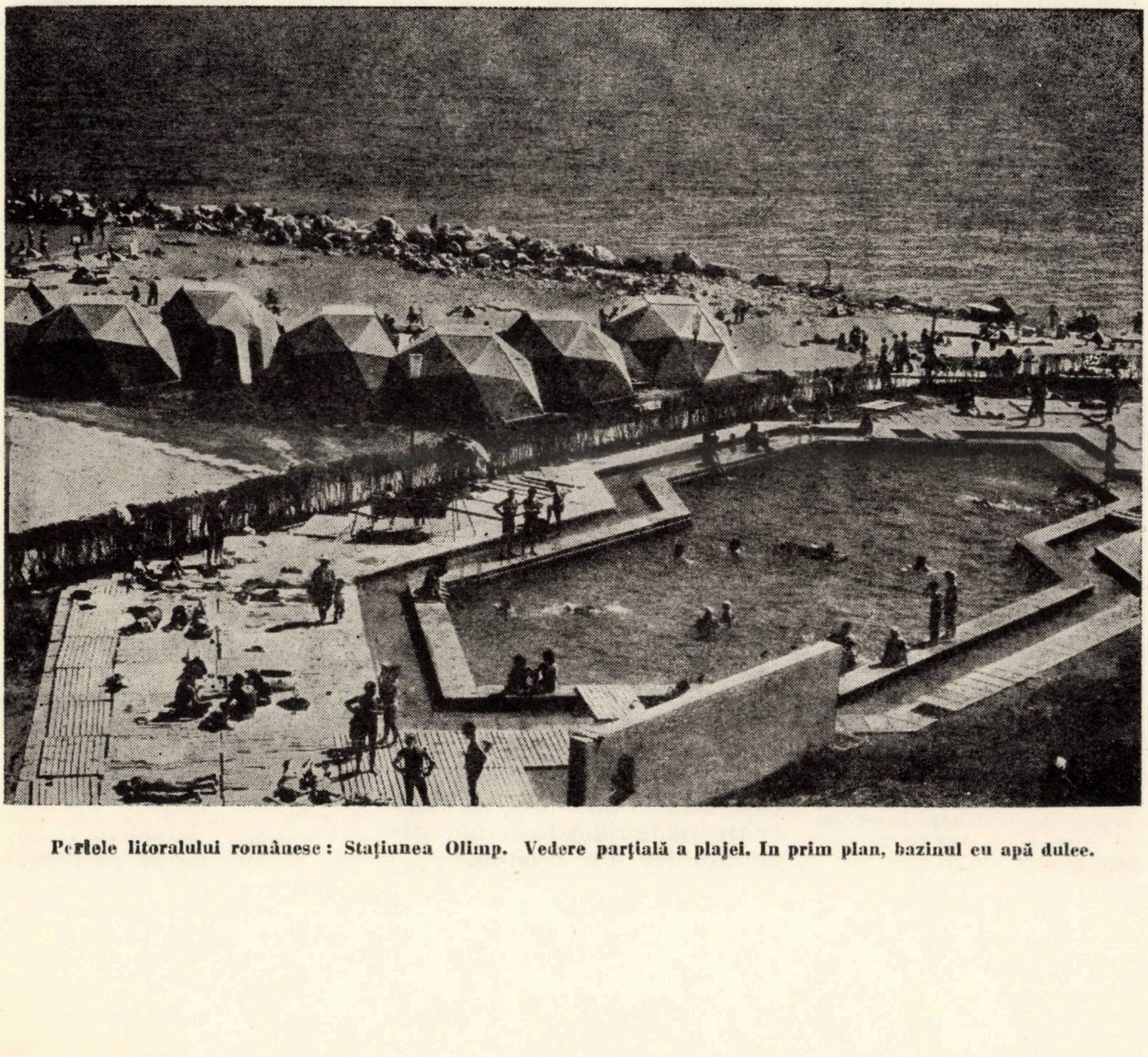
— Instrumente moderne pentru prelucrarea automată a datelor ar interveni într-o etapă ulterioară, cînd A.O. constituie conform procedeului E.D.I.—O.S.C.O.D. vor fi foarte vaste şi vor pune probleme speciale pentru exploatare.

— Chiar în ideea trecerii la utilizarea generalizată a maşinilor de desenat automatizate, întocmirea programelor pentru aceste maşini electronice de prelucrare automată a datelor presupune, în mod obligatoriu, o analiză, o desfacere în particule elementare de informaţie — a fiecărui ansamblu, subansamblu, element şi detaliu de construcţie; se va trece în mod obligatoriu prin element şi detalii individualizate.

— Pentru stocarea şi exploatarea comodă a *informaţiei desen*, *condensarea şi optimizarea desenului*, este, de asemenea, obligatorie.

— Pentru organizarea elementelor şi detaliilor înrudite ca formă şi funcţionalitate, *originalele semifinite condensate* reprezintă soluţia optimă. Nu mai este necesar, credem, de argumentat necesitatea optimizării desenului în general.





Perlele litoralului românesc: Staţiunea Olimp. Vedere parţială a plajei. In prim plan, bazinul cu apă dulce.

C.Z. 69.008:721.011.1

ERGONOMIA

ŞI MUNCA PROIECTANTULUI

MIHAI MACAVESCU
Laboratorul de sociologie urbană

1. Ergonomia urmăreşte optimizarea relaţiei dintre om, maşină * şi mediu ** în procesul muncii.

1.1. Atingerea unui asemenea scop este posibilă numai prin aplicarea în fiecare caz concret de proces de muncă a rezultatelor obţinute prin cercetări ştiinţifice asupra omului, maşinilor şi mediului. La aceste cercetări participă diferite ştiinţe biologico-medicale, tehnice şi psiho-sociologice, în cele mai dese cazuri colaborînd strîns. Principala eficienţă a ergonomiei o constituie utilizarea creatoare, productivă, maximă a personalităţii celui ce munceşte, a aptitudinilor şi energiei sale, concomitent cu menţinerea în stare optimă a capacităţilor sale vreme cît mai îndelungată.

1.2. Proiectarea este, în esenţă, un proces de producţie a noi informaţii (pe baza unor informaţii existente) privind realizarea de noi produse, informaţii care sînt prezentate sub formă de expuneri scrise, calcule şi desene. Ca urmare, în procesele de muncă din proiectare predomină munca intelectuală, dar într-o anumită măsură există şi solicitări specifice muncii fizice, legate mai ales de executarea desenelor.

Rezolvarea ergonomică a unor situaţii de muncă, constă totdeauna în înfăptuirea unor măsuri concrete şi acest lucru este posibil numai dacă şi cel care lucrează se obişnuieşte să respecte şi să aplice soluţiile determinate ştiinţific.

2. Aplicarea ergonomiei la optimizarea muncii de proiectare poate fi efectuată astfel încît să ducă la o schimbare profundă a acestei munci, dar necesită investiţii pentru modificări ale sălilor de lucru, mobilierului, aparaturii etc; poate fi însă şi astfel efectuată încît să ducă la o serie de îmbunătăţiri locale, aproape fără cheltuieli.

2.1. În articolul de faţă vom prezenta unele măsuri mai importante, care depind în principal de proiectanţi şi care, practic, nu necesită cheltuieli, deci pot fi aplicate imediat.

3. Prevenim stările de boală şi evităm oboseala sub diferite forme, concomitent cu obţinerea unor lucrări de proiectare mai bune şi satisfacţii profesionale personale mai mari cînd în modul nostru de a ne organiza locul de muncă şi modul de lucru ţinem seama de ergonomie.

3.1. În acest scop este necesară cunoaşterea anumitor date şi reguli, care privesc în primul rînd prevenirea oboselii fizice şi psihice, precum şi evitarea contractării unor boli cronice cu frecvenţă ridicată în rîndurile lucrătorilor din proiectare.

4. În principal, în proiectare se lucrează la birou şi planşetă, ceea ce ocazionează postulaţii * sedentare (şezînd) şi ortostatice (în picioare).

4.1. Postulaţia sedentară *prelungită* în condiţiile unei activităţi concentrate (scris, calcule, desen) este dăunătoare datorită scaunelor necorespunzătoare. Pînă cînd se vor introduce scaune ergonomice (funcţionale pentru proiectare), oricine îşi poate ameliora condiţiile în felul următor: *a*) folosirea unui *suport* de picioare (cu suprafaţă rugoasă ca să împiedice alunecarea picioarelor), astfel dimensionat ca marginea scaunului să nu mai apese piciorul pe partea posterioară deasupra genunchiului (fapt care îngreunează circulaţia sanguină);

b) spătarul să fie prevăzut cu o perniţă suficient de bombată pentru a apăsa şi îmbrăca regiunea imediat superioară zonei lombare, ceea ce îi permite să preia o parte a greutăţii trunchiului; astfel se reduce solicitarea coloanei vertebrale şi a musculaturii dorsale;

c) pe suprafaţa de şezut a scaunului să se aşeze o pernă suficient de înaltă, în funcţie de talia fiecăruia.

În fig. 1 se indică un minim de dimensiuni care trebuie asigurate prin amenajările propuse.

Pernele propuse la punctele *b* şi *c* nu vor fi acoperite cu piele sau material plastic. Acestea, favorizînd transpirația, ușurează apariția de iritații dermice în zona rectală, afecțiuni hemoroidale, iar la femei iritații și afecțiuni ale organelor genitale.

---

* Termenul *maşină* este folosit în înţeles larg, putînd însemna aici de la instalaţie complexă pînă la unelte şi instrumente simple.

** Prin *mediu* se înţelege atît mediul natural, cît şi cel construit şi rezultat din funcţionarea instalaţiilor, precum şi mediul psiho-social, generat de relaţiile dintre oameni.

* *postulaţie* — solicitarea executantului aflat într-o anumită poziţie de lucru.

4.2. Lucrînd în picioare, la planșetă, cu aparat de desen, sau în picioare și aplecați deasupra mesei sau planșetei (cu teu și echer), intervine un efort mușchiular static. Grupe musculare importante din regiunile gambei, coapsei, șoldului, spatelui și cefei sînt continuu solicitate încît este împiedicată circulația normală a sîngelui. În scurt timp se resimt fenomene de oboseală : dureri, ritm încetinit de lucru, scăderea preciziei. Scade capacitatea de lucru intelectual. Lucrul timp mai îndelungat, fără pauze, în poziția aplecat deasupra mesei sau aplecat într-o parte, accentuează fenomenele amintite. Îndeosebi la planșele de arhitectură și pentru instalații de apă și canalizare, se întîlnesc astfel de situații. Lucrul *prelungit excesiv* în poziție ortostatică poate avea drept consecințe :

a) deformări ale sistemului osos, ca aplatizarea tălpii piciorului, strîmbarea picioarelor, cifoză, discopatii, spondiloză ș.a. ;

b) tulburări ale sistemului vascular ca : varice, edeme, ulcere varicoase ;

c) funcționări organice defectuoase ca : hernii abdominale, hemoroizi, tulburări genitale la femei (metroragii, retroversiuni, retroflexiuni, prolaps etc). Aceste consecințe însă *nu* sînt inevitabile.

Făcînd mișcări de destindere și alternînd ortostatismul cu lucrul în poziție șezînd, înainte de a resimți fenomenele de oboseală, se preîntîmpină consecințele postulației ortostatice.

4.3. Atît în cazul postulației sedentare, cît și ortostatice trebuie să fie evitată repetarea frecventă a unor mișcări cum sînt :

a) rotire, aplecare și ridicarea repetată a capului (afectează echilibrul nervos și puterea de concentrare) ;

b) aplecarea repetată a trunchiului, forțat, în față, pentru a permite mîinilor să ajungă în locuri mai depărtate (afectează coloana vertebrală — structura sa osoasă — și centrii nervoși care se află în canalul medular) ;

c) manevrarea timp îndelungat cu mîna stîngă a aparatului de desen, fără pauze, mai ales în poziții spre înălțimea (mișcările din articulația umărului, impuse de aceste manevre, sensibilizează această regiune, apărînd dureri la efort și, cu timpul, în zilele favorabile durerilor reumatice).

4.3.1. Printr-o adecvată organizare a locului de muncă se pot evita, în cea mai mare parte, asemenea mișcări repetate contraindicate :

a) în cazul postulației sedentare, zona în care se manevrează cu mîinile să nu depășească o rază de cca 40 cm, centrul fiind luat în marginea mesei în dreptul umerilor ;

b) instrumentele de lucru, documentațiile ajutătoare, să fie dispuse în partea anterioară, nu lateral sau în spate ;

c) în cazul postulației ortostatice, lucrînd la planșetă, zona de lucru să se afle la cca 15—20 cm, măsurați pe verticală, sub nivelul ochilor.

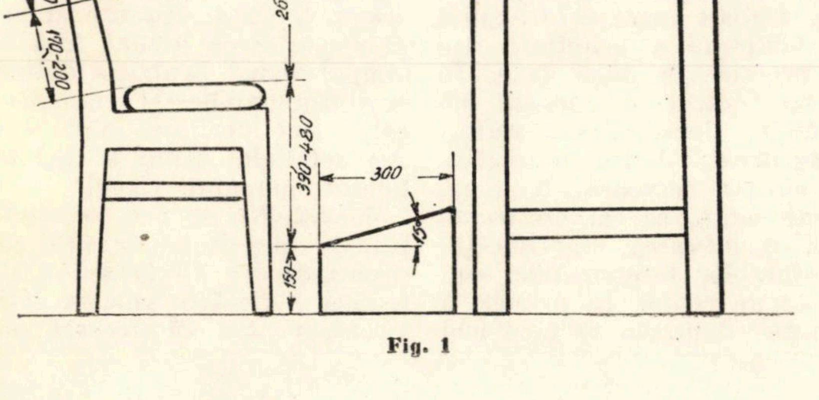


Fig. 1

5. Dintre toate simțurile, solicitarea văzului este deosebit de intensă în proiectare, și oboseala senzorială se instalează mai repede și mai des decît cea fizică. De oboseala senzorială omul devine conștient mai greu și adesea nu-și dă seama cărei solicitări i se datorește.

5.1. Desenul, calculul cu rigle de calcul sau cu mașini de calculat, scrisul, presupun folosirea văzului pentru un schimb permanent de informații și comenzi între instrumente și executant. Circa 80 % din activitățile omului se desfășoară sub controlul privirii.

De aceea, oboseala vizuală se poate instala ușor în proiectare, mai ales cînd se desenează mult, în timp scurt, în condiții defavorabile.

5.2. Percepția vizuală este înlesnită cu atît mai mult cu cît ceea ce trebuie urmărit sau analizat vizual se distinge ușor de fondul locului unde se află, are o dimensiune mai mare și apare în centrul cîmpului vizual.

5.2.1. Rezultă indicații simple : diviziunile și gradațiile aparatelor de măsură trebuie să aibă dimensiunile și contrastul de culoare cu fondul adecvate unei vederi fără efort. Cînd diviziunile și gradațiile încep să se distingă greu, datorită uzurii instrumentelor, să nu se mai lucreze cu ele pînă cînd nu sînt recondiționate.

5.2.2. Cînd proiectarea necesită desen de precizie, la scară, ca de pildă în cazul planurilor de rețele exterioare în canale, sau în cazul planurilor de montaj utilaj, grosimea liniei și intensitatea culorii trebuie alese cu grijă pentru a preveni oboseala senzorială.

5.2.3. În timpul lucrului este preferabil ca planșele, documentele de consultat, foile de scris să fie aduse în zona cîmpului vizual, respectiv 15° deasupra și 45° dedesubtul perpendicularei dintre ochi și plan. Raza vizuală să cadă pe o dreaptă cît mai aproape de perpendiculară în cursul lucrului.

5.3. Ca şi în cazul oboselii fizice, sesizarea apariţiei simptomelor oboselii vizuale şi luarea unei pauze este o excelentă soluţie preventivă.

5.3.1. Se distinge în primul rînd aşa-numita oboseală oculară: „se simte ochiul". De asemenea, faptul de a fi conştient că faci efort ca „să vezi" în timpul lucrului obişnuit este un semn de oboseală oculară. Agravîndu-se oboseala, îşi fac apariţia simptome suplimentare: senzaţia că ochii sînt calzi, că globul ocular devine greu, se simt arsuri în regiunea ochilor. Tot mai mult subiectul îşi freacă ochii, clipeşte tot mai des. Apăsînd pe pleoapa închisă globul ocular, se simte o durere care poate iradia în întreaga orbită sau în întreg craniul.

5.3.2. Simptomele vizuale ale oboselii încep cu o anumită tulburare a vederii; apoi, în unele cazuri, apar franjuri colorate la marginea literelor textelor imprimate sau a obiectelor. Pete închise flutură înaintea ochilor. Lumina devine supărătoare. Cînd oboseala ajunge extrem de mare, cele două imagini ale unui acelaşi obiect (datorite fiecare cîte unui ochi) par să se depărteze şi apoi să se confunde; instabilitatea acestei imagini poate să provoace chiar şi ameţeli. Efortul de a menţine concentrată atenţia devine greu de suportat.

5.3.3. — Tot oboseala vizuală determină şi simptome generale cărora adeseori nici nu li se sesizează adevărata cauză: în primul rînd, din această categorie fac parte durerile de cap, fără nici un alt simptom legat de ochi. Indicii suplimentare care atestă legătura cu oboseala vizuală: faptul că lucrul agravează durerile de cap şi că sînt constatate chiar la sculare, dimineaţa, în cazul persoanelor foarte obosite. Durerile pot fi periorbitale, frontale, temporale sau occipitale, iradiind pînă în zona gîtului. Uneori ajung să fie însoţite de tulburări gastrice, greţuri, vome.

Concomitent, în cazurile grave, se instalează melancolia şi pesimismul, pe fondul unei încetiniri a ritmului activităţii funcţiunilor mintale.

5.4. Nu putem încheia aceste rînduri fără a semnala că stările maladive, anumite tulburări endocrine, nutriţia necorespunzătoare uşurează foarte mult instalarea simptomelor amintite.

Prevenirea oboselii vizuale nu este un lucru greu, dar pentru aceasta trebuie să ştim ce condiţii o favorizează.

5.5. Oricare ar fi sarcina de lucru care solicită vederea, există o serie de condiţii generale în care este îndeplinită şi care influenţează oboseala într-o măsură considerabilă. Aceste condiţii ţin, în primul rînd, de caracteristicile iluminatului. Prin optimizarea iluminatului s-au obţinut creşteri ale productivităţii de pînă la 35%. Principalele elemente ale unei astfel de optimizări, în condiţiile muncii de proiectare sînt: intensitatea şi densitatea, sursa de lumină, direcţia de iluminare.

5.5.1. Intensitatea luminii, adică volumul fluxului luminos de pe o anumită suprafaţă, are ca unitate de măsură luxul. În munca de proiectare, în condiţiile activităţilor de citit şi desenat, între obiectul privit şi mediul înconjurător există totdeauna un contrast; în funcţie de acest contrast se impune o anumită intensitate a luminii: la contrast mare 100—200 lx, la contrast mijlociu 300—500 lx, iar la contrast slab 1 000—2 000 lx.

5.5.1.1. Aceste diferenţe mari impun cel puţin două măsuri din partea fiecărui proiectant: organizarea iluminatului local şi respectarea unor reguli în ceea ce priveşte lucrul cu treceri frecvente la cîmpuri de lucru diferit luminate. În acest ultim caz, trebuie menajat travaliul de adaptare a ochiului, care se produce în două faze. În prima fază, care durează 0,5 secunde, sensibilitatea retinei înregistrează brusc o reglare de natură nervoasă. A doua, foarte lentă, se caracterizează prin modificarea reactivităţii substanţelor fotosensibile conţinute de retină. În primele 5 minute adaptarea se face mai repede, după care adaptarea pentru întuneric durează între 30—60 minute, în funcţie de intensitatea luminii de la mediul iniţial şi cel final. Concluzia care se impune: evitarea diferenţelor de intensitate prea mari şi, în orice caz, acordarea timpului de acomodare.

5.5.1.2. O tulburare de adaptare a retinei este fenomenul de cecitate sau orbire, care se produce cînd contrastele de luminozitate din cîmpul vizual sînt prea mari, cînd are loc trecerea de la o anumită luminozitate continuă la alta, mai intensă, de durată scurtă, sau cînd o sursă de lumină este îndreptată direct spre ochi.

Sursele de orbire situate sub direcţia vizuală au efect mai mare în ce priveşte cecitatea.

5.5.2. Luminozitatea este un efect al densităţii luminoase şi constă în emanarea luminii de către suprafeţele luminate de la o sursă. Datorită densităţii luminii (întîlnită şi sub denumirea de luminanţă sau strălucire), percepem obiectele mai luminoase sau mai întunecoase.

5.5.2.1. În mod cu totul deosebit, trebuie avută în vedere densitatea luminoasă din cîmpurile vizuale ale locurilor de muncă în proiectare. Fiecare desenator şi proiectant, folosind varierea surselor de iluminat, unghiul de sub care cade lumina pe cîmpul de lucru, fondul acestuia, gradele de reflexie ale hîrtiei, instrumentelor de lucru şi materialelor cu care acoperă suprafaţa biroului sau planşetei, are posibilitatea să-şi asigure un iluminat corespunzător, cu evitarea fenomenelor de cecitate care favorizează oboseala vizuală.

O modalitate practică, simplă şi eficace, de optimizare a luminozităţii cîmpului de lucru, constă în a varia distanţa şi unghiul sursei de lumină faţă de cîmpul vizual pentru a obţine, cu ajutorul umbrei şi penumbrei, contrastul dorit al obiectului sau detaliului urmărit, faţă de fondul cîmpului vizual.

5.5.2.2. Nu se pot da reţete pentru intensitatea luminii corespunzătoare fiecărui loc de muncă şi fiecărui gen de activitate, pentru că aceasta depinde de vîrsta desenatorului sau proiectantului. În literatură se indică următoarele : dacă pentru citirea unei cărţi, la vîrsta de 20 de ani, cineva are nevoie de o intensitate luminoasă pe care o notăm cu unitatea (1), atunci între 20—30 de ani intensitatea necesară poate să crească pînă la 1,4 ; între 30—40 de ani pînă la 2 ; între 40—50 de ani pînă la 4 ; între 50—60 de ani pînă la 10. Mai clar, persoanele în vîrstă de 50—60 de ani vor avea nevoie de o iluminare mai puternică între 4 şi 10 ori în comparaţie cu aceea de care au avut nevoie la 20 de ani.

Rezultă cu atît mai mult imperioasa necesitate ca fiecare desenator şi proiectant să se obişnuiască a-şi organiza iluminarea locului de muncă după regulile ergonomice.

5.6. Caracteristicile surselor de lumină şi modalităţile de a le folosi, fie pentru iluminatul general, fie pentru cel local, sînt hotărîtoare în ceea ce priveşte optimizarea iluminatului locurilor de muncă.

5.6.1. Iluminatul natural este cel mai bun, cu condiţia ca împrejurimile clădirii, ferestrele şi gradul de reflexie al suprafeţelor de încăperi să asigure o repartiţie uniformă a luminii. Lumina solară directă în cîmpul de lucru este foarte dăunătoare ; poate fi controlată uşor cu ajutorul storurilor, perdelelor etc.

5.6.2. Iluminatul artificial local al biroului sau planşetei, asigurat de lămpi flexibile prevăzute cu becuri cu incandescenţă, prezintă un mare dezavantaj. Radiaţia calorică emisă, pentru că, de obicei, atinge regiunea capului şi umerilor, determină dureri de cap, iar în cazul cînd se combină cu treceri repetate în locuri cu medii diferite de temperatură, favorizează apariţia nevralgiilor şi sinuzitei.

De asemenea, în condiţiile acestui fel de iluminat se produc uşor situaţii de cecitate.

5.6.3. Iluminatul cu tuburi fluorescente reduce considerabil strălucirea deci şi fenomenul de orbire. Nu este însoţit de radiaţii termice şi permite obţinerea unui spectru de lumină apropiat de lumina zilei.

În ceea ce priveşte pîlpîirea luminii, întîlnită la iluminatul fluorescent fie chiar în tub, fie pe suprafeţele în mişcare, mai ales cele metalice, ea poate fi atenuată pînă la o limită cînd nu mai este sesizată şi nu mai dăunează. Aceasta necesită scheme de montare adecvate (cîte 2 sau cîte 3) şi eliminarea tuburilor uzate. Strălucirea poate fi controlată cu diferite feluri de apărători de lumină. Iluminarea locală cu lămpi de birou sau de planşetă pare a fi indicată, însă a fost puţin experimentată.

5.7. Modul de iluminare prin lumină directă sau lumină indirectă, sau combinarea luminii de zi cu lumina artificială necesită combinări pe bază de încercări la fiecare loc de muncă. Se impun cîteva reguli generale :

5.7.1. Iluminarea directă — conul de lumină transmis asupra unei suprafeţe — produce umbre şi contraste pronunţate. De aceea, contrar unor practici „economice”, este recomandabilă numai în condiţiile unei iluminări generale foarte bune.

5.7.2. Iluminarea indirectă — reflectarea de către suprafeţele încăperii a unor fascicule de lumină — asigură o lumină difuză fără umbre. Necesită suplimentar, obligator, iluminări locale.

5.7.3. Combinarea luminii zilei cu lumina artificială este, în general, dăunătoare. În birourile de proiectare nu poate fi evitată, în special în sezonul rece, la începutul zilei. De aceea, pînă cînd se poate renunţa la lumina artificială, este mai bine să se utilizeze doar iluminatul local.

5.8. Dacă în condiţii egale de solicitare de lucru, de iluminaţie şi de stare a sănătăţii, oboseala vizuală se instalează mai repede, persoana respectivă trebuie să ceară un consult oftalmologic minuţios. Accentuarea sau slăbirea unei miopii, apariţia şi accentuarea presbiţiei impun folosirea ochelarilor sau schimbarea lentilelor. Multe persoane nu-şi dau seama de aceste modificări.

Hipermetropia se manifestă prin formarea imaginilor situate la mari depărtări în spatele fundului ochilor. La vîrste tinere prin efort continuu al muşchilor cristalinului, se asigură corectarea. Pentru vederea de aproape, efortul e şi mai mare. Nimic nu trădează acest defect, doar durerile de cap, o anumită repulsie faţă de munca intelectuală şi căutarea instinctivă a unor condiţii de odihnă pentru vedere.

Astigmatismul se manifestă prin imagine dublă neclară. Reflexul de punere la punct a celor două imagini forţează muşchii oculari să clarifice imaginea — cauză de oboseală oculară. Cînd astigmatismul este prea puternic, mecanismul acesta nu reuşeşte şi intervin mecanisme cerebrale de interpretare a imaginilor, ceea ce generează oboseala cerebrală.

În anizometropie unul dintre ochi are un defect din cele semnalate, iar celălalt nu, sau este de mică intensitate. Cînd acest efect este slab, subiectul luptă contra lui prin mecanismele muşchilor ochiului ; cînd este mai puternic, prin mecanisme cerebrale.

5.8.1. Ceea ce este mai grav însă, este că, în cazurile uşoare, cele mai multe persoane nu-şi dau seama de asemenea defecte, iar examenele oftamologice le descoperă cu oarecare dificultăţi. O dată descoperite însă, înlăturarea efectelor de oboseală sînt resimţite foarte repede, atît subiectiv, cît şi în îmbunătăţirea activităţii.

6. Tot prin intermediul văzului, dar cu efecte mai fine şi mai imediate, de natură psihică, asupra oboselii şi productivităţii este ambianţa cromatică, combinaţia de culori care ne înconjoară.

6.1. În condiţii de temperatură medie, îmbinarea culorilor influenţează senzaţia de confort, afectează funcţionalitatea diferitelor organe ale organismului. Pentru orientare, în amenajarea coloristică a locului de muncă în proiectare sînt de reţinut următoarele elemente : atît efectul stimulent, cît şi acela de accentuare a senzaţiei de rece, scade de la roşu spre violet prin portocaliu, galben, verde, albastru. Culorile prea vii sînt obositoare, cele deschise au efect stimulent, de bună dispoziţie. Culorile închise au efect descurajant deprimant.

6.2. În ce priveşte birourile sau planşetele :

a) suprafeţele superioare nu vor avea culoare închisă ;

b) coeficienţii de reflexie ai suprafeţei să fie de 30—50 % (adică numai 30—50 % din lumina primită să fie reflectată).

6.3. Deşi o bună ambianţă cromatică priveşte întreaga încăpere, lucru care depinde de administraţia întreprinderii, prin încercări şi observaţii ale efectelor, oricare desenator sau proiectant poate ajunge să-şi dea seama ce combinaţie de culori din jurul cîmpului de lucru (pe birou sau pe planşetă) are cele mai bune efecte. Diferenţele individuale sînt importante dacă avem în vedere că diferenţele temperamentale (înclinaţia către melancolie, pesimism sau dimpotrivă către expansivitate, emotivitate ş.a.m.d.) sînt diferit influenţate de diversele culori ; iar în ceea ce priveşte pe acei care suferă de afecţiuni cardiovasculare sau respiratorii, ei sînt de asemenea influenţaţi direct de ambianţa cromatică, prin accentuarea sau atenuarea simptomelor respective.

7. Ambianţa sonoră este o altă condiţie fizică importantă şi adesea neglijată — în ceea ce priveşte efectele asupra oboselii şi productivităţii. Adeseori, birourile de proiectare şi desen sînt amplasate în apropierea surselor de zgomot. Se utilizează radioficarea sau tranzistoare. Necontrolarea acestor surse de sunete au efecte subtile dintre cele mai profunde.

7.1. Zgomotul, în funcţie de intensitate şi durată, este cauza tulburărilor de inteligibilitate în vorbire, a tulburărilor de atenţie, a încordării nervoase ; provoacă reducerea ritmului mişcărilor şi a tensiunii musculare ; duce la creşterea metabolismului, a activităţii cardiace ; la intensităţi mari, influenţează mecanismele de menţinere a echilibrului corpului.

7.1.1. Activitatea mintală, care necesită concentrare intensă, este îngreuiată de zgomot şi anume, de zgomotele intermitente (de ex. ciocănitul) mai mult decît de cele continue. Reducerea productivităţii muncii din cauza zgomotului se ridică pînă la 50—60 %. Nivelul de zgomot admisibil în birourile de proiectare este între 50 şi 60 decibeli. Pentru orientare, indicăm : în birourile fără maşină de scris, pe străzi lăturalnice cu ferestre închise, zgomotul este de 45—65 decibeli, iar pe străzi principale 60—80 decibeli. Zgomotul unei maşini de scris normale, la o distanţă de 2 m, este de 70 decibeli.

7.1.2. Zgomotul determină stări de excitaţie difuză, stări de emotivitate, teamă, ceea ce măreşte solicitarea neurocerebrală şi, ca urmare, tonusul organismului, capacitatea de muncă scad.

7.2. Utilizarea organizată — prin radioficare — a muzicii pentru ameliorarea condiţiilor de muncă în proiectare este posibilă, cu respectarea cîtorva condiţii :

a) ambianţa sonoră generală să nu fie zgomotoasă ;

b) să se dea cît mai puţină muzică cu texte ;

c) ritmul muzicii să fie potrivit, de preferat tempo vesel, fără variaţii bruşte ;

d) melodiile să nu fie repetate decît la intervale de timp (în zile) mai mari ;

e) intensitatea sonoră să fie discretă (oarecum în surdină) ;

f) difuzarea programelor să se facă după un orar care să includă pauze în funcţie de situaţiile de lucru, dar în orice caz să înceapă o dată cu programul de lucru (şi să dureze, pe întreaga zi, cel puţin o oră) şi să se încheie cu cca o oră înainte de terminarea zilei de lucru.

7.2.1. Folosirea tranzistoarelor sau magnetofoanelor individuale poate da rezultate bune, cu condiţia să fie respectate regulile de la 7.2 şi să nu deranjeze pe vecini. Folosindu-se casca de ureche, acest lucru este pe deplin posibil. Avantajul mijloacelor individuale este că fiecare îşi poate adapta muzica cea mai potrivită nu numai caracteristicilor propriei persoane, ci şi situaţiilor speciale psihice etc. în care se află.

8. Menţinerea capacităţii de lucru zilnice depinde direct, oră de oră, de starea de microclimat : temperatura, umiditatea şi mişcarea aerului.

8.1. Temperatura din încăpere poate varia în diverse situaţii cu cîteva grade. Prin modul de îmbrăcare diferit, aceasta nu creează probleme. Munca din proiectare cu foarte puţină mişcare impune, indiferent de vîrstă, atenţie deosebită potrivirii înbrăcăminţii după variaţiile de temperatură, cauzate de zilele reci, încălzirea defectuoasă, aerisirea repetată etc. Temperaturile recomandate : minim +18°C în perioadele de tranziţie şi reci, şi cel mult +31°C, la ora 14, în lunile călduroase.

Fiecare proiectant trebuie să se apere de suprafeţele apropiate foarte calde sau foarte reci, cerînd, sau rezolvînd singur, izolarea acestora, astfel ca să nu fie supus la diferenţe mari de temperatură.

8.2. Umiditatea aerului este mai greu de controlat. Se recomandă o umiditate relativă de 40—50 %. Sub 30 % influenţează negativ căile respiratorii şi vederea. Cînd umiditatea este mărită, ventilarea accentuată reduce din efectele negative.

8.3. Mişcarea aerului se recomandă a fi între 0,1—0,5 m/s, mai mare cu cît temperatura sau umiditatea relativă sînt mai mari.

8.4. Aerisirea este un lucru simplu dar esenţial pentru orice muncă intelectuală. Necesarul de aer proaspăt depinde de aglomeraţie.

La 2,8 m^3/persoană sînt necesari 42 m^3/h pt. o persoană
La 5,6 m^3/persoană sînt necesari 72 m^3/h pt. o persoană
La 7,8 m^3/persoană sînt necesari 20 m^3/h pt. o persoană
La 14 m^3/persoană sînt necesari 10 m^3/h pt. o persoană

Cînd revin sub 7,8 m^3/persoană, este necesară instalarea unui sistem de aerisire artificială.

9. Chiar dacă toate condiţiile prezentate pînă acum sînt optime, s-ar putea ca proiectantul sau desenatorul să dea slabe rezultate de lucru, iar personal să resimtă numai insatisfacţii deşi în alte perioade de lucru situaţia este exact opusă.

9.1. Rezultă că aptitudini pentru proiectare există, condiţii bune de lucru de asemenea. Explicaţia situaţiei descrise la punctul 9 rezidă în caracteristicile sarcinii de lucru care trebuie îndeplinită.

În mare, tipurile de lucrări de proiectare pot fi :

a) *lucrări de rutină*, cu probleme obişnuite şi puţin complicate — se cere productivitate mare ;

b) *lucrări complexe*, conţin multe probleme obişnuite, dar şi în număr mare — cu dependenţă complicată unele de altele — necesită rezolvarea în termen dat ;

c) *lucrări cu probleme noi*, a căror rezolvare necesită elaborarea de soluţii noi, adevărate inovaţii sau chiar invenţii.

9.2. De obicei, un singur proiectant nu are aptitudinile, pregătirea şi experienţa cerută pentru rezolvarea cu aceeaşi uşurinţă, rapiditate şi plăcere a celor trei tipuri de lucrări. Să observăm ce tip de lucrări rezolvăm în condiţii mai bune şi cu mai multă dispoziţie de lucru, să prezentăm cele constatate conducerii în vederea repartizării, pe cît posibil, a unor asemenea lucrări.

9.3. Din cele de mai sus nu trebuie trasă concluzia că, pe măsura perfecţionării în muncă, nu se poate trece la abordarea cu succes şi a lucrărilor din altă categorie decît cea cu care „merge bine". Dimpotrivă ! De aceea auto-observarea nu trebuie să înceteze. În această privinţă, şefii colectivelor de proiectare, cu experienţa lor, şi cu sfaturile pe care le dau, pot fi de mare folos proiectantului care este preocupat să-şi cunoască posibilităţile.

9.4. Şi în ce priveşte lucrările de desen, există diferite tipuri de lucrări în care rezultatele cele mai bune sînt date nu de acelaşi desenator, ci de desenatori diferiţi. O anumită specializare este lucrul cel mai bun, fără a evita însă efectuarea şi altor feluri de lucrări ; în felul acesta se asigură posibilităţi de perfecţionare şi de mărire a capacităţii de lucru.

10. În birourile şi atelierele de proiectare, în cele mai dese cazuri lucrează persoane de sexe şi vîrste diferite. Din cele expuse a rezultat că diferitele condiţii şi situaţii influenţează diferit pe desenatorii şi proiectanţii de sexe şi vîrste deosebite. Din această cauză, însuşirea unui minim de cunoştinţe privind ergonomia de proiectare este absolut necesară pentru optimizarea locurilor de muncă, oricît de mult s-ar face de către întreprindere pentru realizarea unui atelier de proiectare conform cu cerinţele ergonomiei.

10.1. Avînd aceste cunoştinţe, şi urmărind cu atenţie apariţia simptomelor de oboseală, putem acţiona pentru a preveni sau a face imposibilă pe viitor repetarea cauzelor generatoare de oboseli.

Detectarea cauzelor exacte ale diferitelor stări de oboseală nu este un lucru uşor, mai ales că orice asemenea stare de oboseală este întovărăşită şi de resimţirea, mai mult sau mai puţin intensă, a oboselii generale.

Cunoscînd însă, chiar sumar, cauzele posibile, simptomele şi consecinţele oboselii musculare, senzoriale şi cerebrale, orice desenator sau proiectant îşi poate da mai uşor seama *de ce* oboseşte.

10.2. Oboseala musculară în postulaţiile statice se datoreşte contractării fixe a unor grupări de muşchi. Simptome : tremurături ale muşchilor respectivi, apoi faţa devine tot mai palidă. Cînd sînt afectate grupări mari de muşchi, apare încovoierea şi înţepenirea. Consecinţele sînt dureri cu atît mai puternice cu cît oboseala e mai mare.

10.2.1. Efectuarea de mişcări şi decontractarea muşchilor încordaţi reduc durerile şi acest tip de oboseală. Este indicat să facem aceste mişcări în scop preventiv, pentru a împiedica instalarea oboselii. Şi mai bine este să se caute schimbarea acelor condiţii de lucru care duc la necesitatea adoptării unor postulaţii statice perioade lungi de timp.

10.3. Oboseala senzorială este cauzată de solicitarea concentrată a unor simţuri (în cazul proiectării, în primul rînd văzul). Simptome : nervozitate, imprecizie în lucru, reacţii necontrolate la stimuli exteriori grimasă. Consecinţele principale sînt enervarea şi greşelile în lucru.

10.3.1. Repausul şi acţiunile de destindere constituie remediul. Observarea atentă a instalării primelor simptome şi luarea de pauze, înainte ca oboseala să avanseze, este cea mai bună comportare împotriva oboselii senzoriale. Schimbarea condiţiilor care favorizează acest tip de oboseală este o soluţie radicală, dar de cele mai multe ori necesită şi consultări de specialitate, pe lîngă observaţiile atente şi minuţioase ale celor ce lucrează.

10.4. Oboseala cerebrală se datoreşte concentrării mintale chiar perioade scurte de timp, dar de extrem de mare intensitate, sau de intensitate mare pe perioade mai lungi. Simptome : slăbeşte memoria, apare neatenţia, înţelegerea devine greoaie, erorile în lucru se înmulţesc. Ca urmare, facultăţile mintale slăbesc.

10.4.1. Remediul pentru acest fel de oboseală, care se instalează mai greu, dar se şi recuperează mai greu, este repausul (în ceea ce priveşte activitatea intelectuală) şi distracţiile ; repausul necesită o durată mai lungă de timp. A preveni oboseala întrerupînd concentrarea mintală, imediat ce sesizăm apariţia primelor simptome, este o soluţie mai bună, pentru că împiedică slăbirea facultăţilor mintale. Dozînd cu grijă creşterea perioadelor de efort asigurăm antrenarea funcţiilor cerebrale.

10.5. Forma indistinctă, difuză, sub care apare în cele mai dese cazuri oboseala cerebrală este senzaţia de oboseală generală, resimţită în întregul organism ; se manifestă în primul rînd prin creşterea predispoziţiei la inactivitate.

10.5.1. Această senzaţie are funcţie protectoare. În esenţă, este un răspuns la suprasolicitarea organismului, care, prin reacţiile de inhibiţie apărute la intervenţia sistemului nervos central, duce la reducerea activităţii, cu scopul asigurării unui răgaz pentru refacere.

În loc de concluzii. Preocuparea pentru rezolvarea ergonomică a proceselor de muncă din proiectare include în şi mai mare măsură conducerea şi organizarea procesului de proiectare, baza sa materială. Problematica respectivă ar urma să facă obiectul unei tratări ulterioare, deoarece o prezentare corespunzătoare presupune cunoaşterea prealabilă a mijloacelor de control a eficacităţii soluţiilor. Primele şi cele mai lesnicioase verificări pot fi obţinute de la proiectanţi şi desenatori. Iar aceştia, în observaţiile pe care le fac, se bazează pe indicatorul subiectiv pe care l-am prezentat : senzaţia de oboseală.

BIBLIOGRAFIE

[1] ANGHELESCU V. *Elemente de ergonomie aplicată.* Bucureşti, Editura politică, 1971

[2] GULIAN EDITH *Zgomotul şi activitatea umană.* Bucureşti, Editura Academiei R.S.R., 1971

[3] FLORU R. (sub redacţia) *Psihofiziologia activităţii de orientare.* Bucureşti, Editura Academiei R.S.R., 1968

[4] POPESCU M., IOSIF GH., ENE P., CRISTIAN G, *Ghid ergonomic.* Cluj, Editura Dacia, 1972

[5] LANGA T., MUREŞAN I., MOLDOVAN I. *Aplicarea principiilor ergonomice în organizarea locului şi muncii de birou.* Comunicare la Conferinţa de ergonomie din Bucureşti, 20—22 sept. 1971

[6] TOSZO A. *Aplicarea principiilor ergonomiei şi perfecţionarea activităţii tehnico-administrative.* Comunicare la Conferinţa de ergonomie din Bucureşti, 20—22 sept. 1971

RECENZII

C. Avram, I. Făcăoaru
I. Filimon, O. Mîrşu, I. Tertea

REZISTENŢELE ŞI DEFORMAŢIILE BETONULUI

Bucureşti, Editura tehnică, 1971, 436 pag., 373 fig., 47 tabele

Creşterea spectaculară din ultimii 15—20 ani a numărului de publicaţii tehnico-ştiinţifice, remarcată cu evidenţă şi în domeniul construcţiilor, a coincis cu o rărire sensibilă a lucrărilor capitale, de sinteză. Deşi aparent paradoxală, această situaţie se explică tocmai prin debitul tot mai mare a torentului de date ştiinţifice noi, prin evoluţia tot mai rapidă a nivelului de cunoştinţe, conducînd tot mai des la perimarea unor reprezentări existente. În aceste condiii, sarcina creării de opere de sinteză durabile devine considerabil mai dificilă şi realizarea lor trebuie să fie socotită drept eveniment la scară internaţională. Un asemenea eveniment îl reprezintă, indiscutabil, cartea aici recenzată, privitoare la proprietăţile de rezistenţă şi de deformaţie ale betonului, elaborată de colectivul de sub conducerea prof. emerit Constantin Avram.

C. AVRAM
I. FĂCĂOARU
I. FILIMON
O. MÎRŞU
I. TERTEA
REZISTENTELE
ŞI
DEFORMATIILE
BETONULUI

Această lucrare este organizată în patru părţi, cuprinzînd în total 13 capitole, după cum urmează :

I. *Introducere în structura betonului şi analiza stării de eforturi şi deformaţii*

Cap. 1. Structura materiei

Cap. 2. Structura betonului

Cap. 3. Analiza stării de eforturi şi deformaţii.

II. *Încărcări statice de scurtă durată*

Cap. 4. Compresiune monoaxială

Cap. 5. Comportarea betonului la întindere

Cap. 6. Solicitări după mai multe direcţii

Cap. 7. Torsiune pură

Cap. 8. Forfecare

III. *Contracţia şi umflarea betonului. Încărcări statice de lungă durată*

Cap. 9. Contracţia şi umflarea betonului.

Cap. 10. Încărcări statice de lungă durată. Curgerea lentă liniară a betonului.

Cap. 11. Încărcări statice de lungă durată. Curgerea lentă neliniară a betonului.

Cap. 12. Rezistenţa betonului la încărcări statice de lungă durată.

IV. *Încărcări repetate*

Cap. 13. Rezistenţa şi deformaţiile betonului la solicitări ciclice de durată.

Din examinarea succesiunii celor patru părţi ale lucrării şi a capitolelor componente, rezultă cu claritate logica strînsă a dezvoltării întregului material al cărţii. Este de subliniat faptul că această logică se bazează pe concepţia modernă a noii *ştiinţe a materialelor,* care nu se mulţumeşte numai să descrie structura şi proprietăţile materialelor, ci porneşte de la studiul sistematic al structurii şi al proceselor fizico-chimice intime care o condiţionează, deducînd apoi legătura dintre structură şi proprietăţile fizico-mecanice. Cartea colectivului condus de prof. Constantin Avram îşi desfăşoară expunerea tocmai de pe seamenea poziţii de principiu.

Prima parte (elaborată de dr. ing. Ioan Făcăoaru), cu rol preponderent introductiv, urmăreşte prezentarea aspectelor structurale ale materialului „beton", făcînd şi unele incursiuni fundamentale în problemele structurii materiei. În încheierea acestei părţi, în capitolul 3, sînt prezentate elemente ale studiului stării de eforturi şi deformaţii, insistîndu-se şi asupra unor aspecte specifice comportării betonului (deformaţii viscos-plastice, diferenţa între modulii de elasticitate static şi dinamic, coeficientul lui Poisson ş.a.).

Partea a II-a a lucrării (elaborată de prof. dr. ing. Ion Filimon) tratează problema comportării betonului la solicitări de scurtă durată. Succesiv se prezintă comportarea la solicitări monoaxiale (compresiune şi întindere), solicitări pe mai multe direcţii (biaxiale : compresiune-întindere şi triaxiale de compresiune), solicitări la torsiune şi forţe tăietoare. În mod firesc, atenţia este concentrată cu prioritate asupra comportării la compresiune (rezistenţe şi deformaţii), ţinînd seama de complexitatea principalilor factori care condiţionează această comportare în lumina teoriilor de rupere şi a celor mai recente date experimentale.

Partea a III-a (elaborată de prof. dr. ing. Igor Tertea), prezentînd influenţa factorului timp în comportarea betonului, tratează succesiv contracţia şi umflarea betonului, curgerea lentă liniară şi neliniară şi influenţa încărcării de durată asupra rezistenţei betonului. Alături de prezentarea aspectelor fenomenologice, pe baza cunoştinţelor celor mai noi, sînt arătate şi metode practice de limitare a amplorii unora din aceste fenomene, precum şi modul lor de modelare şi apreciere prin calcul.

Partea a IV-a (elaborată de prof. dr. ing. Ovidiu Mîrşu) constituie o trecere în revistă a principalelor cunoştinţe privind comportarea betonului la solicitări repetate, cu sublinierea principalilor factori de care depinde rezistenţa la oboseală şi deformaţiile betonului la aceste solicitări.

În afară de propria experienţă tehnică şi ştiinţifică, bine cunoscută şi apreciată atît la noi cît şi în afara hotarelor ţării, în lucrare îşi găsesc reflectarea rezultatele celor mai noi cercetări, datele lucrărilor celor mai recente atît din ţara noastră cît şi din exterior. Marea bogăţie de informaţii, subliniată şi de vasta bibliografie (în total 374 de titluri), este foarte reuşit sintetizată, remarcîndu-se prin claritate, nivel ştiinţific ridicat şi rigurozitate, îmbinate cu un stil atrăgător, astfel încît lucrarea se parcurge cu uşurinţă şi plăcere.

Trecînd în revistă argumentele ştiinţifice, trebuie totodată să fie menţionată utilitatea practică de netăgăduit care, de asemenea, pledează deosebit de favorabil pentru această admirabilă lucrare. Într-adevăr, lăsînd de o parte utilitatea mereu mai evidentă a unei adîncite cunoaşteri ştiinţifice, atît în proiectare, cît şi în perfecţionarea procedeelor tehnologice utilizate în practica execuţiei betonului armat, trebuie relevată grija permanentă manifestată de autori pentru sublinierea directă a concluziilor practice care trebuie deduse, făcînd şi legăturile necesare cu diferitele prescripţii de proiectare şi execuţie.

Salutînd cu deosebită satisfacţie această apariţie remarcabilă şi punîndu-i în lumină interesul pentru cele mai largi cercuri de specialişti din ţara noastră, nu putem încheia fără a ne exprima convingerea că această lucrare va fi întîmpinată deosebit de favorabil şi în străinătate, găsindu-şi şi acolo un public de specialitate receptiv. Desigur că la aceasta ar putea contribui pozitiv şi o eventuală nouă ediţie într-o limbă de circulaţie internaţională.

Prof. dr. ing. **Dan F. Dumitrescu**

A. Măcriş, V. Dumitru

APLICAŢII ALE CERCETĂRII OPERAŢIONALE ÎN PROBLEME DE CONDUCERE, ORGANIZARE ŞI PLANIFICARE A LUCRĂRILOR DE INVESTIŢII, CONSTRUCŢII ŞI MONTAJ.

Bucureşti, Ed. Academiei RSR, 1972 300 pag.

În vederea dezvoltării ramurilor producţiei materiale, o parte însemnată a fondului de acumulare este orientată spre investiţii, ca necesitate a lărgirii bazei de creştere a venitului naţional. Activităţile de conducere, organizare şi planificare a lucrărilor de investiţii şi, implicit, a lucrărilor de construcţii-montaj — se impun a fi întemeiate pe baze raţionale, ştiinţifice, nu numai datorită volumului din ce în ce mai sporit, ci şi datorită necesităţii creşterii eficienţei economice sub toate laturile ei.

Lucrarea elaborată de Anatol Măcriş şi Vincenţiu Dumitru examinează problemele de organizare, planificare şi conducere a lucrărilor de investiţii, construcţii şi montaj pornind de la un şir de metode matematice moderne, tratate pe larg, cu exemple, extinzînd aria de investigare a autorilor din studii anterioare (vd. *„Metode matematice moderne în organizarea şi planificarea lucrărilor de construcţii şi montaje"* de M. Mănescu, A. Măcriş şi V. Dumitru — Ed. Academiei, 1969).

Prefaţată şi recomandată de Manea Mănescu, cu un apendice aparţinînd lui Sergiu Rudeanu (privind programarea pseudo-booleană în probleme specifice de cercetare operaţională, teoria grafurilor, teoria algebrică a automatelor, etc.), lucrarea este grupată în patru capitole, diferenţiate după tematici de interes imediat şi nu după specificul metodelor de cercetare operaţională, răspunzînd astfel preocupărilor curente ale specialiştilor din producţie.

Problemele de amplasări şi dimensionări optime (capitolul I) ale obiectivelor de investiţii apelează la programarea liniară (afectarea optimă şi problema transportului), teoria grafelor, teoria aşteptării, teoria proceselor tip Markov etc.

În capitolul II, utilizînd teoria aşteptării, metoda Monte Carlo, statistica matematică, programarea liniară, programarea în numere întregi, reţele stohastice, grafe de fluenţă etc. sînt tratate probleme de productivităţi, capacităţi de producţie şi repartiţii de resurse (pasul optim al fluxului de montaj, numărul optim de utilaje necesare, necesarul de resurse la montajul instalaţiilor complexe, numărul de autovehicule necesare, dimensionarea efectivului unei echipe ş.a.).

Cu aplicaţie la un caz concret, capitolul III tratează problema perfecţionării activităţilor de pregătire şi realizare a investiţiilor, începînd cu concepţia şi proiectarea şi terminînd cu darea în exploatare la parametrii proiectaţi, pe bază de model matematic-graf care, pe lîngă faptul că oferă posibilitatea corectării abaterilor de la programul stabilit, constituie totodată şi suportul optimizării duratei totale de execuţie sau a preţului de cost, a nivelării de alocare a resurselor etc.

Pornind de la considerentul că şantierele, prin mărimea şi complexitatea lor, prin natura sarcinilor ce le revin, ridică probleme organizatorice complexe, care în scurt timp nu vor mai putea fi rezolvate în condiţii satisfăcătoare fără a se trece în mod intensiv la cercetarea operaţională şi la calculatoare electronice, autorii tratează, în capitolul IV, probleme de structură, de conducere şi de decizie. În viziunea autorilor, atît organizarea generală a unei organizaţii economice, cît şi cea referitoare la unele activităţi sau circuite informaţionale din cadrul unei organizaţii de construcţii-montaj (conducerea operativă, pregătirea lucrărilor etc.) au, în principal scopul distribuirii potenţialului uman cu o eficienţă maximă.

Lucrarea, în ansamblu, aduce o contribuţie însemnată în implementarea metodelor matematice ale cercetării operaţionale în practica curentă a conducerii activităţii de construcţii-montaj sau, cu un termen specializat, în gestiunea acestora, cu scopul de a ridica pe o treaptă superioară gradul de eficienţă economică generală.

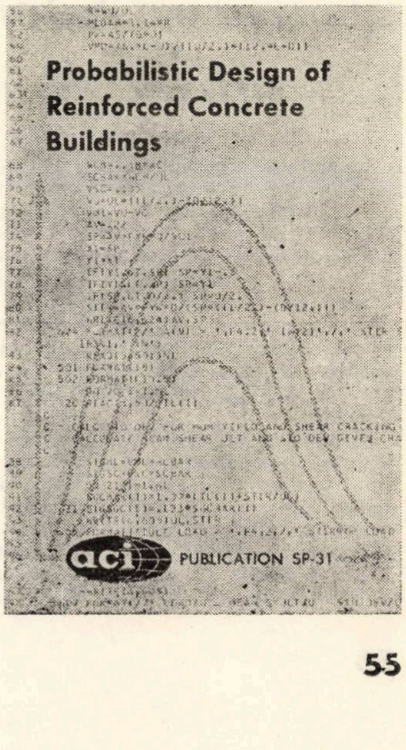
Ing. **Vasile Balaşca**
Trustul de construcţii Ilfov

PROBABILISTIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

Proiectarea probabilistă a structucturilor de beton armat

ACI publication SP—31, American concrete Institute, Detroit (SUA), 1972; 260 pagini.

Lucrarea conţine 8 articole privind aplicarea metodelor probabiliste în proiectarea structurilor din beton armat. Articolele sînt elaborate în strînsă legătură cu preocupările Comitetului ACI 348 (Siguranţa structurilor) şi privesc perfecţionarea metodelor de evaluare a siguranţei structurilor din beton armat, prin utilizarea modelelor şi conceptelor probabiliste.


Probabilistic Design of Reinforced Concrete Buildings

aci PUBLICATION SP-31

Primele 5 articole din volum au fost prezentate şi la „Symposium on Probabilistic Design" organizat în cadrul Convenţiei anuale ACI la Denver, Colorado, în martie 1972.

În cele ce urmează se prezintă succint fiecare articol din cuprinsul publicaţiei ACI SP-31.

Articolul 1. *Bazele evaluării siguranţei pentru unele standarde mexicane, de* E. Rosenbleueth şi L. Esteva.

Se sugerează metode pentru perfecţionarea standardelor de proiectare actuale privind evaluarea siguranţei secţionale a elementelor din beton armat pe baze probabiliste. Pentru densitatea de repartiţie a efectului sarcinilor şi capacităţii portante secţionale se întrebuinţează repartiţii asimetrice. Conceptul de coeficient de siguranţă central exprimat probabilist este reţinut ca indicator al siguranţei într-un viitor standard probabilist. Se indică relaţii aproximative între mărimea coeficientului de siguranţă central şi probabilitatea de pierdere a capacităţii portante. Se discută problema optimizării calculului siguranţei.

Articolul 2. *Definirea statistică a combinării încărcărilor*, de J. F. Borges şi M. Constanheta.

Articolul reproduce o secţiune din cartea *Siguranţa structurilor* a celor doi autori, publicată în 1971 la Lisabona. Problema combinării (grupării) încărcărilor este discutată pe baze statistice. Se analizează transformarea încărcărilor în efecte (secţionale) ale încărcărilor şi se discută probabilitatea de pierdere a capacităţii portante pentru diferite grupări ale efectelor încărcărilor.

Articolul 3. *Către o aplicare practică a teoriei siguranţei structurilor*, de N. C. Lind şi A. G. Davenport.

Scopul articolului este de a prezenta cîteva rezultate recente obţinute în Canada în domeniul aplicării practice a teoriei probabiliste a siguranţei. În parte, acestea se reflectă şi în noile prescripţii canadiene pentru calculul structurilor, în care definirea încărcărilor din vînt, zăpadă, cutremur, precum şi a reducerii încărcărilor utile s-a făcut întrebuinţînd analize statistice şi metode de standardizare probabiliste.

Articolul 4. *Implicaţii care derivă din standardele elaborate pe baze probabiliste*, de C. S. Cornell.

Articolul reprezintă o continuare a preocupărilor autorului pentru elaborarea unui standard de proiectare a secţiunilor elementelor din beton armat pe baze probabiliste. Ţinînd seama de caracterul determinist al relaţiilor de calcul din prescripţiile actuale, Cornell sugerează — cu aplicaţii practice — o procedură de transformare a acestor relaţii în limbaj probabilist, întrebuinţînd ca indicatori statistici pentru variabilitatea aleatorie a parametrilor media şi coeficientul de variaţie. Se discută, de asemenea, şi problema calibrării viitoarelor prescripţii probabiliste cu cele existente, deterministe.

Articolul 5. *Descrierea probabilistă a răspunsului structurilor*, de J. R. Benjamin şi H. C. Shah.

Autorii formulează probabilist conceptul de răspuns structural. Variabilitatea aleatorie a comportării elementelor structurale este modelată prin lanţuri Marcov. Calculele practice sînt exprimate şi matricial. Se prezintă rezultatele obţinute din programarea la calculator a modelului matematic propus.

Articolul 5. *Analiza siguranţei structurale*, de E. Basler.

Articolul reprezintă o reeditare a unui articol anterior al autorului, publicat pentru prima dată în 1960. Modelul folosit pentru analiza siguranţei este de construcţie semiprobabilistă.

Articolul 7. *Analiza probabilistă a săgeţilor elamentelor din beton armat*, de S. Zundelevici şi J. Benjamin.

Problema estimării săgeţilor elementelor din beton armat este abordată pe baze probabiliste, utilizînd procese stochastice Marcov. Se indică, la elementele simple, atît pentru încărcări de scurtă durată, cît şi pentru încărcări de lungă durată, relaţii de calcul uşor de aplicat în practică.

Valabilitatea calculelor teoretice este confirmată de rezultatele unor încercări de laborator.

Articolul 8. *Valabilitatea săgeţilor grinzilor simplu rezemate din beton armat*, raport al Comitetului ACI 435.

Articolul este reprodus după ACI Journal, Proceedings, nr. 1, ian. 1972. În articol este discutată variabilitatea statistică a săgeţilor grinzilor simplu rezemate din beton armat în raport cu rezultatele calculelor săgeţilor efectuate după Codul ACI ediţia 1963 şi ediţia 1971. Se prezintă histograme ale raportului între săgeata reală, măsurată, şi cea calculată pentru încărcări de scurtă şi lungă durată, care confirmă valabilitatea calculului săgeţilor după prescripţiile ACI actuale.

Obiectul major al publicaţiei ACI SP-31 este familiarizarea inginerilor constructori cu metodele probabiliste şi totodată prezentarea unor modele de calcul eficiente din punctul de vedere al standardizării calculului siguranţei pe baze probabiliste.

Prof. ing. Dan Ghiocel
Asist. ing. Dan Lungu
Institutul de construcţii Bucureşti

DOCUMENTARE

Finisarea betonului la construcţii rutiere de artă în Anglia

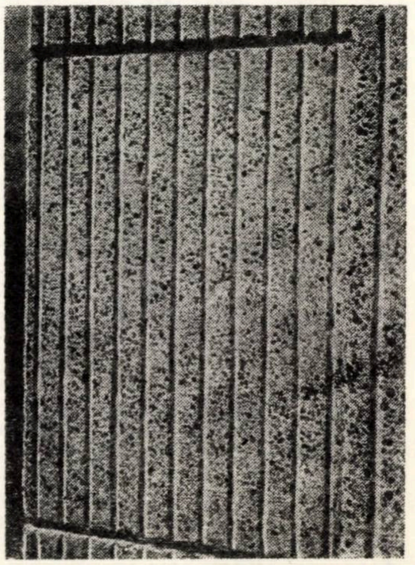


Fig. 1 — **Finisarea cu ciocan de buciardat cu rolă; beton cu ciment alb; agregate de culori contrastante. Necesită o malaxare atentă, partea fină din nisip fiind redusă la minimum.**

La podurile secolului nostru se constată că dacă cuprinderea aspectelor statice ale structurilor este, în general, bine stăpînită, în schimb neajunsurile create de neînţelegerea relaţionării acestora cu mediul ambiant sînt numeroase. Pentru inginer nu este suficient să asigure un finisaj excelent. El trebuie să conceapă astfel construcţia încît influenţa apei freatice, cît şi a celei meteorice să nu ducă la degradări inestetice şi greu de remediat.

Exemplele prezentate au fost luate din rîndul construcţiilor care şi-au menţinut în timp, în condiţiile de climă britanice, prospeţimea şi farmecul estetic. Finisajele uzuale, realizate cu vopseli, placaje şi mozaicuri, nu au fost abordate.

Din tehnicile de prelucrare mecanică a suprafeţelor se menţionează ca cele mai răspîndite : buciardarea, sablarea şi şpiţuirea.

Buciardarea afectează prin cioplire, atît liantul, cît şi agregatul, avînd ca rezultat un finisaj mat (fig. 1), cu aspect general de regularitate. În funcţie de alegerea agregatului, se pot obţine diferite efecte coloristice şi de reflectare a luminii.

Tehnica sablării dă o suprafaţă mai fină decît buciardarea, iar la acţiunea îndelungată asupra liantului agregatul iese în proeminenţă (fig. 2). Efectul cel mai reuşit se obţine prin utilizarea unui beton cu agregat de granulometrie discontinuă.

Tehnica şpiţuirii are o acţiune mai puternică, putînd da varietăţi multiple de modelări şi adîncimi de penetrare (fig. 3).

MŰSZAKI KÖN DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1893

Deşi buciardarea şi sablarea sînt simplu de realizat, ele prezintă unele inconveniente care le reduc sfera de aplicabilitate. La suprafeţe mari, iluminarea dă umbre neregulate, iar în cazul umezirii rezultă pete, tot neregulate, inestetice. Eventuala lor rectificare devine imediat vizibilă. De asemenea, uzura ciocanului de buciardat pe timpul prelucrării trebuie urmărită cu atenţie. Uneori este greşit înţeleasă rectificarea suprafeţelor de beton prost executate, aspectul inestetic fiind chiar accentuat prin aceasta.

FINISAJE MODELATE

Atenţia pe care o acordă proiectantul finisajelor construcţiilor din mediul urban trebuie să fie mărită, întrucît aici distanţa perceperii acestora este mult redusă, astfel că importanţa detalierii devine predominantă. De asemenea, trebuie considerată şi acţiunea agenţilor poluanţi, atît directă (murdărire), cît şi indirectă, chimică.

Modelarea cu relieful desfăşurat pe verticală permite utilizarea cu succes a jocului umbrelor. Variaţii deosebite se obţin prin caneluri regulate sau accidentate, paralele sau în fascicule, eventual combinat cu folosirea de agregate colorate.

FINISAJE PE BETON PREFABRICAT

Prefabricarea a dus în bună măsură la declinul finisajelor aplicate asupra betonului.

Tehnica înglobării de plăci cu faţa văzută finisată (fig. 4 şi 5) permite atît proiectantului, cît şi executantului o mare elasticitate în modelarea şi în coloritul suprafeţei elementelor de beton. O metodă simplă constă în spălarea şi perierea suprafeţelor plăcilor în stare de priză parţială. Eventual, se încheie cu o spălare acidă pentru marcarea contrastelor. O variantă ar consta în combinarea prealabilă a finisajului costisitor, pus într-un strat superficial, cu un strat de beton obişnuit.

După **"Concrete Finishes for Highway Structures"** de R. M. Tiller şi F. W. Ward publicat de *Cement and Concrete Association* (Anglia, 1972)

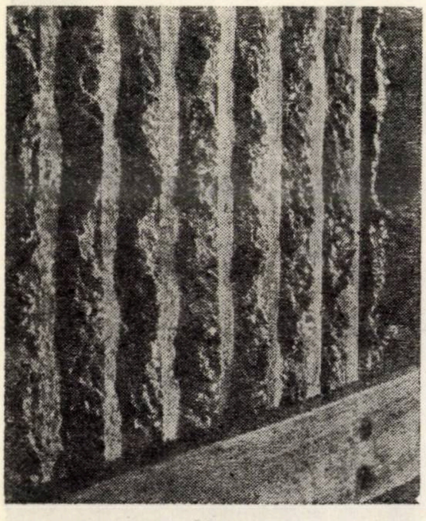


Fig. 3 – Beton turnat în cofraje cu caneluri tratat în tehnica şpiţuirii. Se recomandă ca prelucrarea fîşiilor să se facă continuu de la un capăt la celălalt.

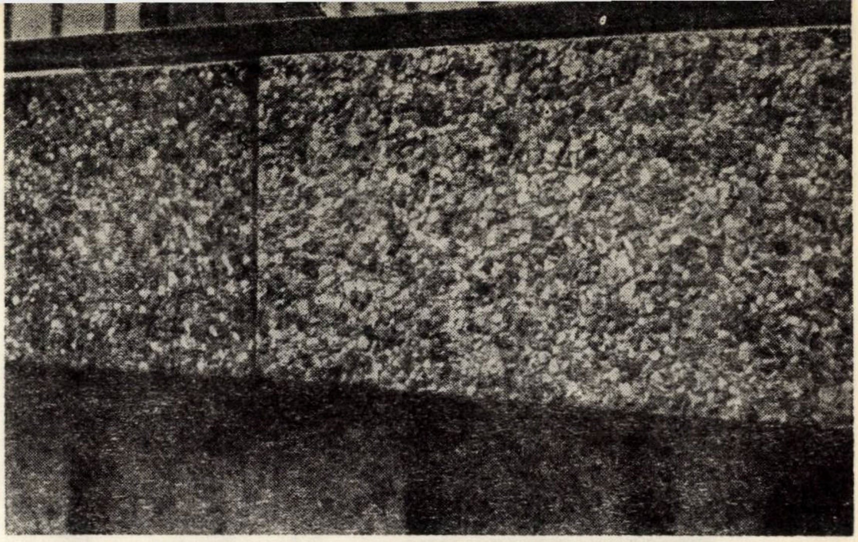


Fig. 2 – Efectul sablării cu penetraţie adîncă în contrast cu o sablare uşoară. In ambele cazuri a fost folosit ciment Portland obişnuit.

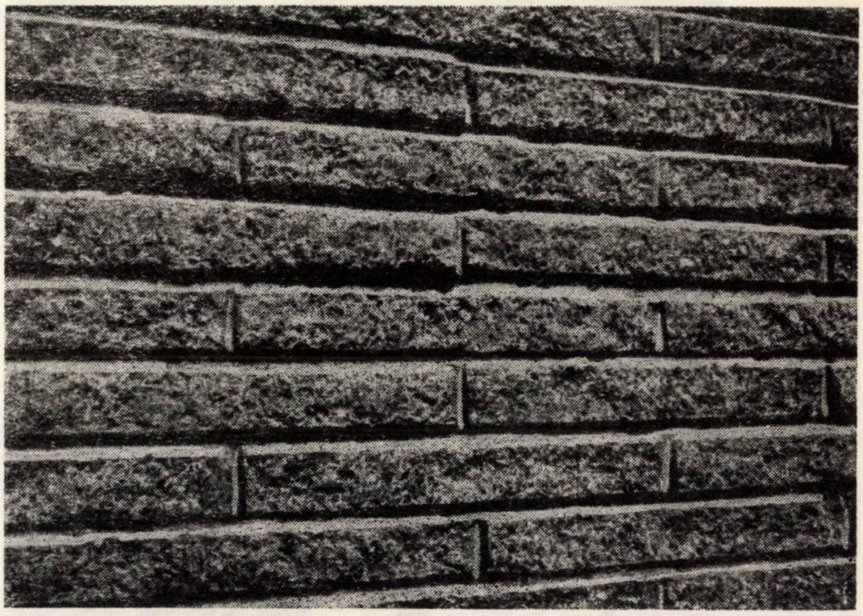


Fig. 4 – Prefabricate realizate din blocuri de beton cu finisaje pe două feţe legate cu beton armat de rezistenţă.

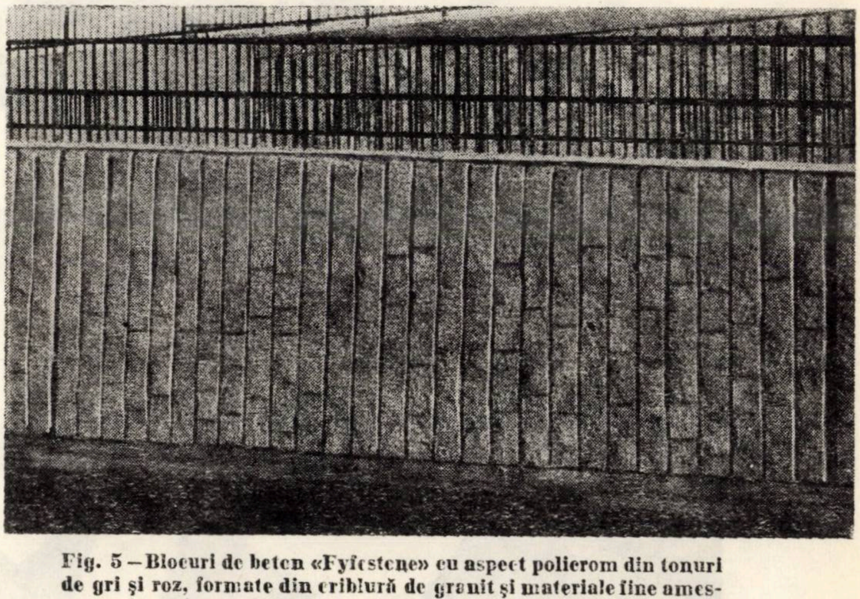


Fig. 5 – Blocuri de beton «Fyfestone» cu aspect policrom din tonuri de gri şi roz, formate din criblură de granit şi materiale fine amestecate cu ciment Portland obişnuit şi pigmenţi, după necesitate. Blocurile, de 10 cm grosime, au fost formate prin presare hidraulică.

MACHINO EXPORT

AUTOMACARALELE KS—1562, KS—2561 E, KS—2561 D
ŞI KS—3562 A DE 4 t, 6,3 t ŞI 10 t

- * randament, economie, securitate
- * supleţe în manevrare, capacitate superioară de străbatere a drumurilor grele
- * funcţionare asigurată pretutindeni, din extremul Nord pînă la tropice
- * uşor transportabile, cu toate echipamentele schimbabile

Construcția de autostrăzi și șosele
pentru traficul interurban
cu instalații de preparare

teltomat

Instalațiile complet automatizate sînt adecvate pentru producerea de mixturi cu macadam, pietriș cu bitum, beton asfaltic, beton asfaltic fin, sandasfalt (mixtură nisipoasă) și asfalt turnat.

Productivitate ridicată — construcție modernă — montarea și demontarea în cîteva ore.
Service prompt.
Vă rugăm să solicitați prospecte detaliate.

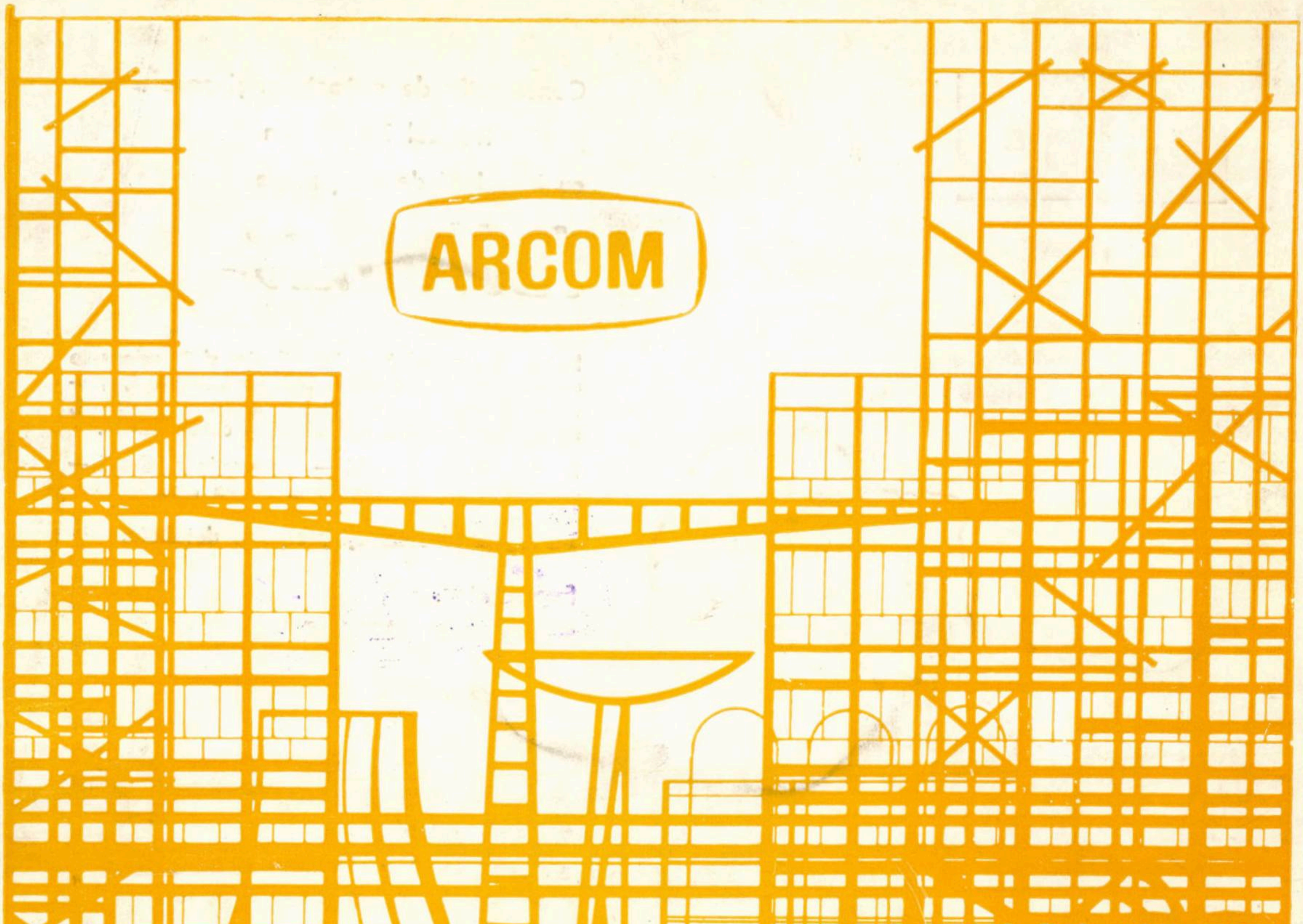
Exportator:

MASCHINEN-EXPORT
VE Aussenhandelsbetrieb d. DDR
108 Berlin, Mohrenstrasse 53–54

Informații privind exportul:
Ambasada RDG, Secția comercială,
Biroul tehnic-comercial: Maschinen-Export
București, Calea Dorobanților 14

Așteptăm vizita dv. la Tîrgul Internațional din București, de la 6 la 13 mai 1973, la standul S3 în aer liber.

PUBLICOM


ARCOM
ENGINEERING
surveys • design • assistance
industrial and civil work
• erection mechanical and
electrical installations

ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCŢII - MONTAJ
ROMANIAN CONSTRUCTION AND ERECTION COMPANY

91—93, Calea Victoriei, Sector 1, Bucharest, ROMANIA
Telephone: 14.98.33 Telex: 490
Telegrams: ARCOM — Bucharest

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1973, conform aprobării D.P.D.P. nr. 137/578/1973

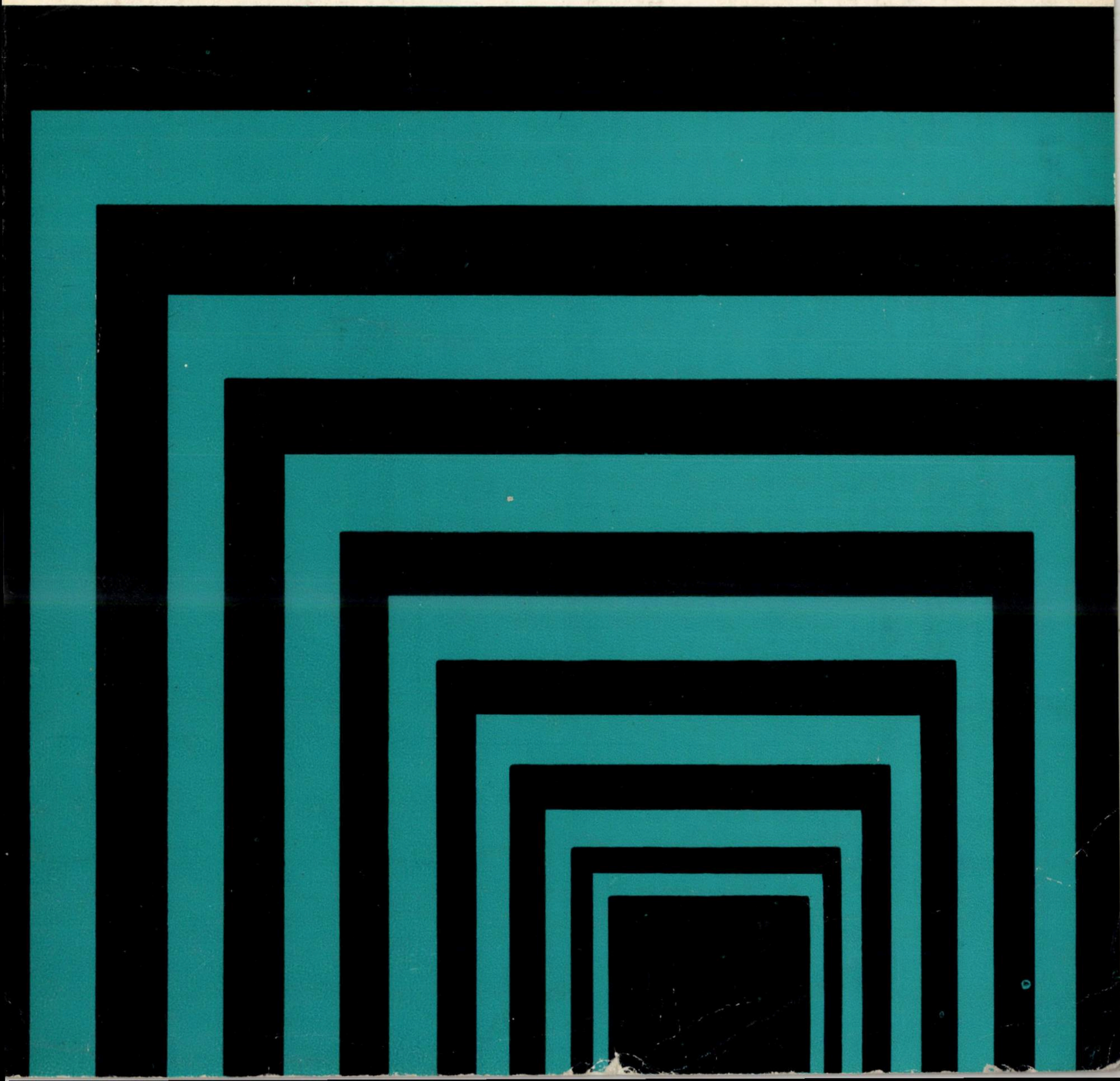
E 1688

CONSTRUCȚII

R

REZERVA

5-6 □ 1973



INSTALAŢII COMPLEXE
EXTINDERI

pentru arderea pietrei de var cu granulaţia pietrişului

cercetarea zăcămîntului • elaborarea tehnologiilor

automatizarea proceselor de fabricaţie

În această fabrică de var se prelucrează piatră de var cu granulaţia de pînă la 10 mm după procedeul de ardere a pietrei de var avînd granulaţia pietrişului. Tratamentul termic se face în două linii de cuptoare încălzite cu păcură, fiecare constînd dintr-un preîncălzitor vertical (construcţie Prerov Machinery), un cuptor rotativ şi un răcitor vertical.

De la punerea în funcţiune, instalaţia prezintă următoarele rezultate:

Productivitatea fiecărui cuptor

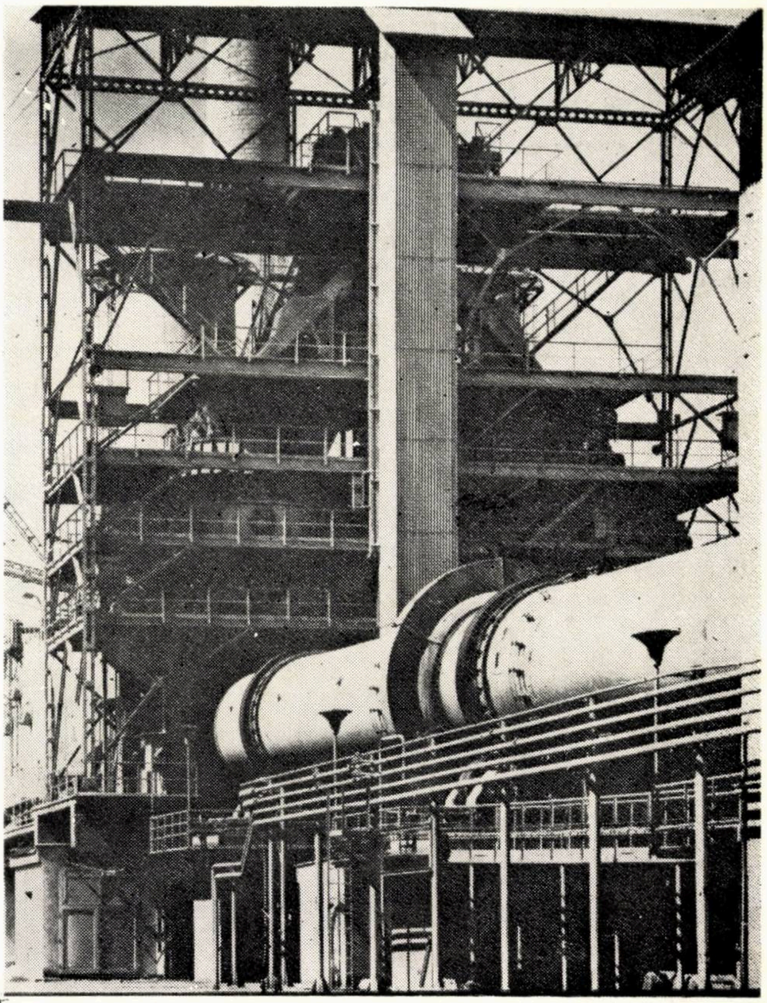
garantată	250 t/zi
medie	275 t/zi
atinsă	300 t/zi

Necesarul de combustibil

garantat	1250 kcal/kg
realizat	1160 kcal/kg

. . . realizîndu-se deja – la o valoare medie de 0,8% – pînă la 0,5% material nears.

Cu maşinile, liniile tehnologice şi instalaţiile complexe livrate de PRAGOINVEST se realizează productivităţile garantate – ele putîndu-se chiar majora printr-o deservire corespunzătoare. Folosiţi ocazia pentru a vă rezolva problemele de ardere în mod rentabil cu ajutorul unor specialişti experimentaţi.



Producător:

PREROV MACHINERY

Exportator:

pragoinvest

Praga 9, Ceskomoravská 23

Cehoslovacia

CONSTRUCȚII

Nr. 5—6/1973
ANUL XXV

AGOS MŰSZAKI

NUMĂR SPECIAL

PROBLEMELE ÎMBINĂRII PREFABRICATELOR DIN BETON ARMAT ŞI BETON PRECOMPRIMAT LA CONSTRUCŢIILE INDUSTRIALE

Realizat cu concursul I.P.C.

CUPRINS

Ing. Dimitrie ARHIRE
Îmbinarea prefabricatelor din beton armat și beton precomprimat la construcțiile industriale 1

Ing. Petru VERNESCU, ing. Gheorghe SĂNDULESCU
Evoluția soluțiilor de îmbinări și perspective de viitor 3 R

Conf. dr. ing. Anatolie MIHUL
Considerații asupra îmbinării elementelor prefabricate din beton armat și beton precomprimat 31 C

Ing. Constantin LEONTE, conf. dr. ing. Anatolie MIHUL, ing. Sergiu COROBCEANU, ing. Coloman SZALONTAY, ing. Gheorghe PĂLĂMARU
Comportarea unor îmbinări între elemente prefabricate liniare de beton armat utilizate la structuri pentru construcții industriale 40 R

Ing. Vasile DASCĂLU, ing. Ileana ADUMITRESEI, ing. Constantin HERGHELEGIU, ing. Octav ZAIONCIUC
Aspecte și deficiențe la îmbinarea elementelor prefabricate care influențează calitatea structurilor 51 C

Ing. Constantin MIHAI
Unele observații privind comportarea îmbinărilor unei structuri din prefabricate spațiale tip „H" la încercări cu sarcini statice orizontale și verticale. 56 C

Ing. Sergiu UTZA-BĂICOIANU, Ing. Aurel NESTOR
Îmbinări de continuitate la unele structuri reticulare etajate, proiectate pentru zonele seismice 66 C

Prof. ing. Mircea MIHAILESCU, ing. Anton IONESCU, ing. Eugen PANTEL, ing. Dragoș SÎRBU
Două tipuri de îmbinări pentru continuizare la structuri etajate realizate din elemente prefabricate de beton armat și precomprimat 75 C

Ing. Constantin CIOLACU
Aspecte privind îmbinarea elementelor de beton precomprimat la hale industriale 79 C

Conf. dr. ing. Anatolie MIHUL
Îmbinarea elementelor liniare prefabricate prin precomprimare 81 R

Ing. Radu DIAMANDOPOL, ing. Vasile NISTOR
Soluții noi de îmbinare a panourilor armate din b.c.a. pentru închiderea halelor industriale 90 C

Ing. Emanoil FOTIN
Elemente spațiale de structură etajată integral prefabricată din beton armat 101 R

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
INDUSTRIALE

C Ing. Paul TEODORU, ing. Ion BALTEŞ
Îmbinări de continuitate în cîmp a elementelor de structură la hale industriale etajate 107

R Ing. Gheorghe ŞERBĂNESCU, ing. Mihail PACHIŢAC, ing. Emanoil FOTIN
Condiţii de verificare experimentală a nodurilor de cadre etajate pentru regiuni seismice 111

C Ing. Radu BENŢE
Îmbinarea stîlpilor prefabricaţi cu fundaţiile de tip pahar 119

C Ing. Dinu ILIESCU, ing. Emeric ROHM
Îmbinări de continuitate pe una şi două direcţii 126

C Ing. Dan HUBER, ing. Horia GEORGESCU
Îmbinări de continuitate pe trei direcţii ale elementelor de structură prefabricate la hale industriale etajate în industria chimică 132

COLEGIUL DE REDACŢIE:

Ing. EM. BAICULESCU
Acad. prof. ing. ŞT. BĂLAN
Acad. prof. ing. A. BELEŞ
Ing. T. BIGAN
Ing. CĂLIN DAN
Prof. ing. R. CIOROIU
Ing. C. DIACONU
Prof. dr. D. F. DUMITRESCU
Ing. V. DUMITRESCU
Ing. D. ELIADE
Dr. ing. I. FĂCĂOARU
Prof. dr. V. FOCŞA
Ing. D. GHIŢESCU
Ing. MIRCEA IATAN
Ing. PANAIT IONESCU
Ing. N. LASZLO
Prof. ing. D. MATEESCU
Ing. HERCULE MĂNESCU
Prof. ing. M. MIHAILESCU
Ing. I. NEAGU
Ing. R. NEGRU
Ing. D. NICULESCU
Ing. T. PATELLI
Ing. M. POPOVICI
Ing. M. RAMBA
Ing. ŞT. RĂDVAN
Ing. M. SIMNICEANU
Prof. ing. I. STĂNCULESCU
Ing. MIRCEA STĂNCULESCU
Ing. A. STĂNESCU
Ing. A. TACORIAN
Ing. I. TORINGHIBEL
Ing. I. VASILESCU
Ing. M. VERNESCU
Ing. P. VERNESCU

REDACTOR RESPONSABIL:
Ing. M. LUPAN
director adjunct ştiinţific, INCERC

EDITOR:

CENTRUL DE DOCUMENTARE
PENTRU CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ
ŞI SISTEMATIZARE

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuţa poştală nr. 2980. Of. poştal 22, Telefon : 16 49 14

ŞEFUL REDACŢIEI: *Alexandru Ţînţăreanu*

REDACTORUL EDIŢIEI: *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACŢIE: *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I. P. Informaţia — str. Brezoianu nr. 23 — Bucureşti

ABSTRACTS

P. VERNESCU, GH. SĂNDULESCU : Joint systems development and their future prospects

The general paper presented at the symposium on ,,Reinforced concrete and prestressed concrete prefabs jointing in industrial construction"sponsored by the Ministry of Industrial Constructions and the Building Design Institute (I.P.C.) on the 11th and 12th of January, 1973, gives a detailed analysis of the jointing of the typified prefab units, as it has been practised to build ground-floor and multistoried industrial halls in Romania, during the past 15 years. Elements of theoretical analysis of the joints conformation principles are also given together with an exposition of the constructive considerations of tooling the precast units and in situ execution of the structural assemblies.

The final part exposes the future trends on the basis of which the determination of a new jointing execution design is to be searched, so that the structures made of prefab elements can better satisfy the requirements of conformation and security in service, at the same time with the requirement of industrializing the execution process.

A. MIHUL : Considerations on reinforced concrete and prestressed concrete prefab units jointing

The paper analyzes the increase of the safety margin and the modality permitting a better use of steel and concrete within the prefab systems in which the joints are made with total continuity.

C. LEONTE, A. MIHUL, S. COROBCEANU, C. SZALONTAY, GH. PĂLĂMARU : Behaviour of some joints between reinforced concrete linear prefab units used in structures for industrial constructions

The article deals with the existing situation regarding the elaboration of the resistance structures made of reinforced concrete prefab elements. The necessity of using wet-type totally continuous jointing is demonstrated, as well as the causes limitting the use of these joints. The way of realizing them and the results of an experimental study about some wet-type, strut-column and column-column joints where the binding of the reinforcement was made by welding are presented.

V. DASCĂLU, I. ADUMITRESEI, C. HERGHELEGIU, O. ZAIONCIUC : Aspects and drawbacks concerning prefab elements influencing the quality of structures

Some problems and aspects concerning prefab elements jointing noticed during on site work within the ,,Trust of Industrial Constructions" in Jassy are presented.

A series of measures meant to lead to the elimination of some difficulties resulting during the execution are proposed.

C. MIHAI : Some observations as regards joints behaviour to horizontal and vertical static loadings of a structure made of H-type spatial prefabs

The author presents the results of the tests performed on a storied prefab structure, built of spatial elements of a type called ,,H", under vertical and horizontal, longitudinal and transversal static loadings. The article describes the tested structure, the way tests have been carried out and the conclusions to be drawn from it.

S. UTZA — BĂICOIANU, A. NESTOR : Joints of continuity used in some storied reticular structures designed for seismic zones

The authors start from the premise that storied reticular prefab structures have to comply with additional requirements specific to prefabrication. The way of placing and designing their joints is analyzed and some examples of various constructions are given.

M. MIHAILESCU, A. IONESCU, E. PANTEL, D. SÎRBU : Two types of joints to make continuous the storied-structures made of reinforced and prestressed concrete prefab elements

Three types of jointings of continuity realized in storied framed structures made of precast units are presented. Two of them are conceived to ensure a continuity similar to those obtained in the cast-in-place structures. The third type of jointing permits to introduce a state of initial controllable stresses.

C. CIOLACU : Aspects concerning the jointing of prestressed concrete elements in industrial halls

The paper shows the influence on the execution technology of the jointing system used. The difficulties in the execution of prefabs jointed by wet processes are shown, difficulties generated by the presence of the protruding end of the reinforcing bars.

In conclusion, the technological advantages in the production of prefabs when using joints with welded plates or bolted joints are presented.

A. MIHUL : Jointing linear prefab members by prestressing

The paper analyzes the problems of the prestressed joints. Proposals are made for solving the node prestressing in plane prefab systems with pretensioned reinforcement. The fragmentation of the frames made of prefab prestressed elements with prestressed joints are analyzed. Solutions for binding the protruding end of the reinforcement bars in view of pretension, and set up the prefab elements and prestressing the joints are given

R. DIAMANDOPOL, V. NISTOR : New solutions of jointing reinforced panels made of autoclaved cell concrete for industrial halls closings.

The article presents the principles of forming the joints of reinforced panels made of autoclaved cell concrete, meant to close the industrial halls, and the various new solutions studied within the Design and Research Division, dependent on the Industrial Enterprise of Concrete Prefabs.

E. FOTIN : Spatial elements of wholly precast reinforced concrete storied structure.

A new type of precast reinforced concrete element whose geometry results from the location of the joints outside the structure nodes is dealt with.

The setting technology is explained succintly.

P. TEODORU, I. BALTEŞ : Joints of continuity in field of structure elements in storied industrial halls

Several variants of continuity joints in field at reinforced concrete prefab structures designed by the Design Institute for the Organic Chemistry of Synthesis, Drugs, Synthetic Fibres and Rubber are shown in the article.

GH. ŞERBĂNESCU, M. PACHIŢAC, E. FOTIN : Conditions of testing the nodes of storied frames for seismic regions

The first test program with seismic type loading of some nodes of frame is presented.

R. BENŢE : Jointing together precast piles and their cup-shaped bases

The author analyzes critically a method of sizing the cup-shaped foundations given by prof. Sahnovsky (U.S.S.R.) and by the standard P9—62 for the designing of the insulated foundations for reinforced concrete columns and of other simplified diagrams for the transfer of forces into the joint. He analyzes also the results of some tests carried out within the Research Institute for Building and Construction Economics.

D. ILIESCU, E. ROHM : Unidirectional and bidirectional joints of continuity

The authors present some ways of jointing the main horizontal elements used at the prefab storied industrial halls realized by the Design Institute for the Organic Chemistry of Synthesis, Drugs, Synthetic Fibres and Rubber.

D. HUBER, H. GEORGESCU : Tridirectional joints of continuity of prefab structural elements for storied industrial halls for the chemical industry

The paper deals with a type of tridirectional joint located in the very nodes of a structure made of prefab reinforced concrete principal elements. The mode of execution, as well as the calculus premises are given.

RÉSUMÉS

P. VERNESCU, GH. SĂNDULESCU : L'évolution des systèmes de joints et leurs perspectives

Le rapport général présenté dans le cadre du symposium ayant pour thème „L'assemblage des préfabriqués en béton armé et béton précontraint dans les constructions industrielles", organisé par le Ministère des Constructions Industrielles et l'Institut pour l'Etablissement des Projets en Bâtiment, le 11 et 12 janvier 1973, comprend une analyse détaillée de la conception de réalisation de l'assemblage des éléments préfabriqués typifiés et qui a engendré les solutions appliquées dans la construction des halls industriels rez-de-chaussée et étagés en Roumanie, pendant les 15 dernières années. Le rapport contient aussi des éléments d'analyse théorique des principes de conformation des joints, ainsi qu'une exposition des raisons constructives, d'usinage des pièces et d'exécution sur chantier des ensembles structuraux.

La partie finale présente les tendences envisagées pour l'avenir sur la base desquelles s'appuyent les recherches ayant pour but d'établir une nouvelle conception de réalisation des joints de telle sorte que les constructions en éléments préfabriqués puissent satisfaire davantage les exigences de conformation et de sécurité pendant l'exploitation, parallèlement aux besoins d'industrialisation du processus d'exécution.

A. MIHUL : Considérations concernant l'assemblage des préfabriqués en béton armé et béton précontraint

On analyse les possibilités d'élargir la marge de sécurité et la modalité dont on peut mieux utiliser l'acier et le béton dans les systèmes de préfabriqués où les joints sont réalisés à continuité totale.

C. LEONTE, A. MIHUL, S. COROBCEANU, C. SZALONTAY, GH. PĂLĂMARU : Comportement des joints entre les éléments préfabriqués linéaires en béton armé employés aux structures pour constructions industrielles

On analyse la situation actuelle en ce qui concerne la formation des structures de résistance composées d'éléments préfabriqués en béton armé, tout en démontrant la nécessité d'employer les joints de type humide poutrelle — pilier et pilier-pilier, où le jointement des armatures se fait par soudure.

V. DASCĂLU, I. ADUMITRESEI, C. HERGHELEGIU, O. ZAIONCIUC : Aspects et déficiences rencontrés dans l'assemblage des préfabriqués et qui influent sur la qualité des structures

On expose quelques problèmes et aspects ayant trait à l'assemblage des éléments préfabriqués saisis pendant l'activité de chantier, dans le cadre de l'Entreprise de Constructions Industrielles de Jassy.

On propose une série de mesures permettant d'éliminer les difficultés rencontrées pendant l'exécution

C. MIHAI : Observations concernant le comportement des joints d'une structure en préfabriqués spatiaux de type „H", soumise aux charges statiques horizontales et verticales

L'auteur expose les résultats des essais effectués sur une structure préfabriquée étajée, exécutée en éléments spatiaux d'un type dénommé „H", soumise aux charges statiques verticales et horizontales, longitudinales et transversales. On décrit la structure testée, ainsi que le mode d'effectuer les essais.

S. UTZA-BĂICOIANU, A. NESTOR : Joints de continuité dans les structures réticulaires étagées projetées pour les régions sismiques

Les auteurs partent de la prémisse que les structures préfabriquées réticulaires étagées doivent respecter les exigences supplémentaires spécifiques à la préfabrication. On analyse la façon d'emplacer et projeter le système de joints en s'appuyant sur des exemples de diverses constructions achevées.

M. MIHAILESCU, A. IONESCU, E. PANTEL, D. SÎRBU : Deux types de joints à continuiser les structures étagées réalisées en pièces préfabriquées en béton armé et précontraint

On présente trois joints à continuiser, réalisés dans les structures en cadres étagés formés d'éléments préfabriqués. Les deux premiers sont conçus de telle façon qu'ils assurent une continuité de même type que celles obtenues dans les structures monolithiques coulées en oeuvre. Le second type de joint permet d'introduire un état d'efforts initiaux controlables.

A. MIHUL : Jointement des éléments linéaires préfabriqués par précontrainte

On analyse les problèmes soulevés par les joints précontraints. On propose des solutions pour la précontrainte des noeuds dans les systémes planes, préfabriqués, à armature prétendue. On analyse la fragmentation des ossatures en éléments préfabriqués, précontraints, à joints précontraints. On présente des solutions de rallongement des fers en attente pour la prétention, l'assemblage des éléments préfabriqués et la précontrainte des joints.

R. DIAMANDOPOL, V. NISTOR : Solutions nouvelles de jointement des panneaux armés en béton cellulaire autoclavé pour fermeture des halls industriels

Les auteurs montrent l'influence du système de joints employé sur la technologie d'exécution. Ils exposent les difficultés recontrées dans l'exécution des préfabriqués jointés par procédé humide, ainsi que les difficultés engendrées par la présence du ferraillage en attente.

E. FOTIN : Eléments spatiaux d'une structure étagée, intégralement préfabriquée, en béton armé

Un nouveau type d'élément préfabriqué en béton armé dont la géométrie résulte de joints rejetés à l'extérieur des ponts de la structure. L'élément, en croix spatiale, permet de réaliser des structures étagées intégralement préfabriquées, évidemment avantageuses tant du point de vue statique, que technico-économique. On presente brièvement la technologie de montage.

P. TEODORU, I. BALTEȘ : Joints de continuité en champ des éléments structuraux des halls industriels étagés

On décrit plusieures variantes de joints de continuité en champ dans les structures préfabriquées en béton armé pour halls industriels étagés dont les projets ont été établis dans l'Institut d'études pour la chimie organique de synthèse, médicaments, fibres synthétiques et caoutchouc.

GH. ȘERBĂNESCU, M. PACHIȚAC, E. FOTIN : Conditions de tests sur des noeuds d'ossatures étagées pour régions sismiques

On expose le premier programme d'essai à charges de type sismique de certains noeuds d'ossature.

R. BENTE : Emboîtement des poteaux préfabriqués en fondation en coupe

L'article fait une analyse critique de la méthode de dimensionner les fondations en forme de coupe, donnée par le professeur Sahnovski (U.R.S.S.), du normatif P9—62 pour l'établissement des projets des fondations isolées pour poteaux en béton armé et d'autres schémas simplifiées de transmission des forces dans l'emboîtement, ainsi que des résultats des essais effectués dans le cadre de l'INCERC (l'Institut de recherches dans le bâtiment et l'économie de la construction).

D. ILIESCU, E. ROHM : Joints de continuité uni et bidirectionnels

Les auteurs exposent quelques-uns de joints des éléments horizontaux principaux des structures de halls étagés préfabriqués réalisés par l'Institut d'études pour l'industrie chimique organique de synthése, médicaments, fibres synthétiques et caoutchouc.

D. HUBER, H. GEORGESCU : Joints de continuité tridirectionnels des pièces préfabriquées de structure aux halls industriels étagés de l'industrie chimique

On présente un type de joint sur trois directions emplacé dans les noeud d'une structure constituée d'éléments principaux préfabriqués en béton armé. On montre son mode de création et ses prémisses de calcul.

ZUSAMMENFASSUNGEN

P. VERNESCU, GH. SĂNDULESCU : Die Entwicklung der Verbindungsmethoden und Zukunftsperspektiven

Das allgemeine Referat, vorgelegt im Rahmen des Symposions mit dem Thema „Die Verbindung der Stahl — und Spannbetonferteile für Industriebauten", welches vom Ministerium für Industriebauten — Projektierungsinstitut für Bauwerke im Zeitabschnitt 11. — 12. Januar 1973 organisiert wurde, enthält eine eingehende Überprüfung der Ausführungskonzeption der Verbindungen von typisierten Fertigteilen, welche den zur Herstellung von Tragwerken von Parterre — und Stockwerkhallen in den letzten 15 Jahre in Rumänien angewandten Lösungen zu Grunde lagen. Der Beitrag enthält Fragen der theoretischen Analyse der prinzipiellen Gestaltung der Verbindungen, als auch eine Darlegung der baulichen Fragen der fabrikmässigen Herstellung der Teile und der Ausführung auf der Baustelle von strukturellen Bauteilgruppen.

Im Abschluss werden die zukünftigen Tendenzen besprochen, auf Grund deren versucht werden soll, eine neue Auffassung der Verbindungsherstellung festzulegen, so dass die aus Fertigteilen hergestellten Bauwerke in einem grösseren Masse die Ansprüche in bezug auf Gestaltung und Betriebssicherheit, als auch die Notwendigkeit der Industrialisierung des Herstellunsvorganges zufriedenstellen können.

A. MIHUL : Betrachtungen im Zusammenhang mit der Verbindung der Fertigteile aus Stahl — und Spannbeton

Es wird die Erhöhung des Sicherheitszuschlages als auch die Art besprochen, in welcher unter besseren Bedingungen der Stahl und der Beton im Rahmen von Vorfertigungssystemen verwendet werden können, bei welchen die Verbindungen vollkommen durchlaufend hergestellt werden.

C. LEONTE, A. MIHUL, S. COROBCEANU, S. SZALONTAY, GH. PĂLĂMARU : Das Verhalten der Verbindungen zwischen linearen Stahlbetonfertigteilen, welche für Industriebauten-Tragwerke verwendet werden

Es wird die gegenwärtige Lage der Ausführung der aus Stahlbetonfertigteilen bestehenden Tragwerke untersucht und es wird die Notwendigkeit der Verwendung von gänzlich fortlaufenden Verbindungen feuchten Types vorgezeigt, wobei schliesslich die Gründe, welche die Verwendung dieser Verbindungen verhindern, untersucht werden. Es werden die Ausführungsart als auch die Ergebnisse eines experimentellen Studiums von Verbindungen feuchten Types, Riegel — Säule und Säule — Säule besprochen, wobei die Bewehrungsverbindung durch Schweissen erfolgt.

V. DASCĂLU, I. ADUMITRESEI, C. HERGHELEGIU, O. ZAIONCIUC : Fragen und Mängel der Verbindung von Fertigteilen, welche die Qualität der Tragwerke beeinflussen

Es werde einige Fragen der Verbindung von Fertigteilen besprochen, welche während der Baustellentätigkeit im Rahmen des Trusts für Industriebauten, Iaşi, festgestellt wurden.

C. MIHAI : Einige Bemerkungen über das Verhalten der Verbindungen eines Tragwerkes aus räumlichen Fertigteilen Typ „H" bei Belastung mit horizontalen und vertikalen statischen Lasten

Der Verfasser teilt die Ergebnisse der Versuche mit, welche auf einem mehrstockhohen vorgefertigten Tragwerk vorgenommen wurden, wobei dieses aus räumlichen Fertigteilen Typ „H" ausgeführt und Belastungen mit statischen vertikalen und horizontalen Längs — und Querlasten ausgesetzt wurden.

S. UTZA-BĂICOIANU, A. NESTOR : Durchgehende Verbindungen bei einigen mehrstockhohen gitterförmigen Tragwerken, welche für seismische Zonen entworfen wurden

Die Verfasser gehen von der Voraussetzung aus, dass die mehrstockhohen, vorgefertigten gitterförmigen Tragwerke die der Vorfertigung spezifischen zusätzlichen Bedingungen einhalten müssen.

M. MIHAILESCU. A. IONESCU, E. PANTEL, D. SÎRBU : Zwei Verbindungstypen zur durchgehenden Ausführung bei mehrstockhohen, aus Stahl - und Spannbetonfertigteilen ausgeführten Tragwerken

Es werden drei Verbindungen zur durchgehenden Ausführung derselben vorgezeigt, welche bei aus Fertigteilen ausgeführten Mehrstockrahmen ausgeführt wurden. Die ersten zwei sind dermassen vorgesehen, dass sie ähnlich den bei monolitisch auf der Baustelle gegossenen Tragwerken durchgehend sind. Die andere Verbindungsart gewährt die Einführung eines überprüfbaren ursprünglichen Spannungszustandes.

C. CIOLACU : Fragen der Verbindung der Spannbetonfertigteile für Industriehallen

Es wird auf den Einfluss des Verbindungssystems hingewiesen, welches bei den Ausführungstechnologien angewandt wird. Desgleichen werden die Schwierigkeiten bei der Herstellung der Fertigteile hervorgehoben, welche durch Anwendung feuchter Methoden hervorgerufen werden, als auch die Schwierigeiten welche als Folge des Vorhandenseins der aus Fertigteilen herausragenden Bewehrungsenden (Schnurrbärte) und der Schleifen entstehen.

A. MIHUL : Die Verbindung durch Vorspannung von linearen Fertigteilen

Es wird die Frage der vorgespannten Verbindungen überprüft. Es werden Vorschläge für die Lösung der Knotenvorspannung bei ebenen, mit vorgespannten Bewehrungen ausgeführten vorgefertigten Systemen gemacht. Es wird die Frage der Aufteilung von Rahmen aus vorgespannten Fertigteilen, mit vorgespannten Verbindungen untersucht.

R. DIAMANDOPOL, V. NISTOR : Neue Verbindungslösungen für bewehrte, autoklavierte Zellenbetontafeln zum Abschluss von Industriehallen

Es werden die Gestaltungsgrundlagen der Verbindungen von bewehrten Tafeln aus autoklaviertem Zellenbeton für den Abschluss der Industriehallen aufgezeigt, als auch verschiedene neue Lösungen.

E. FOTIN : Stockwerkartige Raumtragwerksteile, gänzlich aus Stahlbeton vorgefertigt

Es wird eine neue Art von Stahlbetonfertigteil besprochen, dessen Geometrie sich aus der Festlegung der Verbindung ausserhalb der Tragwerksknoten ergibt.

Es wird kurz die Montagetechnologie besprochen.

P. TEODORU, I. BALTEŞ : Im Feld durchgehende Verbindungen der Tragwerksteile bei mehrstockhohen Industriehallen

Es werden mehrere Varianten der im Feld durchgehenden Verbindungen bei aus Stahlbeton vorgefertigten Tragwerken für mehrstockhohe Industriehallen beschrieben.

GH. ŞERBĂNESCU, M. PACHIŢAC, E. FOTIN : Bedingungen zur experimentellen Überprüfung der Mehrstockrahmenknoten für seismische Gebiete

Es wird das erste Versuchsprogramm, enthaltend seismische Versuche von Rahmenknoten vorgezeigt.

R. BENŢE : Die Verbindung von vorgefertigten Säulen mit Becherfundamenten

Es wird eine kritische Überprüfung der Bemessung der Bechertyp-Fundamente durchgeführt, welche von Professor Sakhnovsky (UdSSR), im Normativ P 9 — 62 für den Entwurf von einzelnen Fundamenten für Stahlbetonsäulen und von anderen vereinfachten Schematas für die Übertragung der Verbindungskräfte angegeben wurden.

D. ILIESCU, E. ROHM : Durchgehende Verbindungen in einer und in zwei Richtungen

Die Verfasser weisen auf einige der Verbindungen der waagerechten Hauptteile der mehrstockhohen, vorgefertigten Tragwerke von Industriehallen hin, welche im Rahmen des Projektierungsinstitutes für organische Synthesechemie, Arzneimittel, Kunstfasern und Kautschuk ausgeführt wurden.

D. HUBER, H. GEORGESCU : Durchgehende Verbindungen auf drei Richtungen von Tragwerk-Fertigteilen bei mehrstockhohen Industriehallen der chemischen Industrie

Es wird eine Verbindungsart in drei Richtungen vorgezeigt, welche unmittelbar in den Knoten eines aus Stahlbeton-Hauptfertigteilen bestehenden Tragwerkes vorgesehen wird. Es wird die Gestaltungsart als auch die Rechenbedingungen vorgezeigt.

СОДЕРЖАНИЕ

П. ВЕРНЕСКУ, Г. СЭНДУЛЕСКУ: Эволюция решений соединений сборных конструкций и дальнейшие перспективы

Общий реферат, представленный в рамках симпозиума на тему ,,Соединение сборных железобетонных и преднапряженных бетонных конструкции в промышленном строительстве'', — организованного Министерством Промышленного Строительства — Проектный строительный институт 11—12—го января 1973 года, содержит подробный анализ концепции осуществления соединений типовых сборных конструкций, лежащей в основе решений применяемых в Румынии в последние 15 лет при выполнении несущих систем одно-и многоэтажных промышленных зданий.

Включены также элементы теоретического анализа принципов осуществления соединений наряду с изложением соображений в связи с заводским изготовлением деталей и выполнением на строительных площадках узлов несущих систем.

В конце реферата представлены дальнейшие тенденции на основании которых будет определена новая концепция выполнения соединений так, чтобы сооружения состоящие из сборных конструкций смогли, в большей мере, соответствовать требованиям изготовления и надежности в эксплуатации, а также требованиям индустриализации рабочих процессов.

А. МИХУЛ: Соображения в связи с соединениями железобетонных и преднапряженных бетонных конструкций

В работе рассматривается повышение запаса прочности и способ использования в наилучших условиях стали и бетона в системах сборных конструкций, в которых соединения осуществлены полностью без швов.

Даны оценки по расчленению сборных стержневых несущих систем; анализируются особенности соединений сборных конструкций с металлическими элементами, выступающими наружу в виде выпусков и без них.

К. ЛЕОНТЕ, А. МИХУЛ, С. КОРОБЧАНУ, К. САЛОНТАЙ, Г. ПЭЛЭМАРУ:

Поведение некоторых соединений между линейными, сборными железобетонными конструкциями, применяемыми в несущих системах промышленного строительства

Рассматривается настоящее положение компоновки несущих систем состоящих из железобетонных сборных конструкций; указывается необходимость применения соединений влажного типа, полностью без швов, а также даются причины ограничивающие применение таких соединений.

Представлены способ осуществления и результаты экспериментального исследования соединений влажного типа, ригель-колонна и колонна-колонна, в которых соединение арматур— сварное,

Из исследуемых соединений вытекает, что при принятии необходимых мер для восприятия эффекта срезывающей силы, прочность и суммарная деформация приближаются по величине к значениям, полученным на монолитных железобетонных конструкциях.

В. ДАСКЭЛУ, И. АДУМИТРЕСЕЙ, К. ХЕРГЕЛЕДЖИУ, О. ЗАЕНЧУК: Аспекты и недостатки соединений сборных конструкций, влияющие на качество несущих систем

В работе описаны некоторые вопросы и аспекты в связи с соединением сборных конструкций, выявленных в процессе проведения работ на строительных площадках Треста для промышленного строительства в г. Яссы.

Предложен ряд мероприятий, ведущих к устранению некоторых затруднений встречающихся при выполнении работ.

К. МИХАЙ: Некоторые замечания в связи с поведением соединений несущей системы с пространственными сборными конструкциями типа ,,Н'' при статических горизонтальных и вертикальных нагрузках

Автор приводит результаты испытаний, проведенные на многоэтажной несущей сборной системе, выполненной из пространственных конструкций так называемого типа ,,Н'' при статических вертикальных и горизонтальных, продольных и поперечных нагрузках.

Описана испытанная система, способ выполнения испытаний, а также даны выводы вытекающие из этих испытаний.

С. УЦА-БЭЙКОЯНУ, А. НЕСТОР: Беспрерывное соединение в некоторых сетчатых многоэтажных несущих системах. проектируемых для сейсмических районов

Авторы исходят из предпосылки, что многоэтажные сборные, сетчатые несущие системы должны отвечать дополнительным требованиям, характерным для сборного выполнения.

Рассматривается способ размещения и проектирования соединений с приведением примеров на разных осуществленных сооружениях.

М. МИХАЙЛЕСКУ, А. ИОНЕСКУ, Е. ПАНТЕЛ, Д. СЫРБУ: Два типа наращивающих (обеспечивающих продолжение) соединений в многоярусных несущих системах. выполняемых из сборных и преднапряженных железобетонных строительных конструкций

В работе представлены три наращивающих соединения, выполненных в несущих рамных системах из сборных конструкций. Первые два — решены из расчета наращивания соединений подобно типу соединений получаемых в монолитных системах выполняемых на строительных площадках. Второй тип соединения разрешает внедрение контролируемых первичных напряженных состояний.

А, МИХУЛ: Соединение линейных элементов собранных путем предварительного напряжения

В работе приводится анализ вопросов касающихся преднапряженных соединений. Сделаны предложения для решения преднапряжения узлов в плоскостных сборных системах, с предварительно натянутой арматурой.

Рассматривается расчленение рам, выполненных из сборных преднапряженных элементов, с преднапряженными соединениями.

Представлены решения наращивания арматурных выпусков для преднапряжения, монтаж сборных элементов и преднапряжение соединений.

Р. ДИАМАНДОПОЛ, В. НИСТОР: Новые решения соединений армированных панелей из ячеиствого автоклавного бетона для ограждений промышленных цехов

Показаны принципы компоновки соединений панелей из ячеистоавтоклавного бетона для ограждений промышленных цехов и прочие новые решения исследуемые Проектно- исследовательским Центром Промышленного Объединения бетонных сборных конструкций.

Даны примеры применения в строительстве этого типа соединений, выполненных в течении 1972 года.

ЕМ. ФОТИН: Пространственные элементы для многоярусной железобетонной несущей системы. полностью в сборном исполнении.

Представлен новый тип железобетонного сборного элемента, геометрия которого получается из осуществления соединений внеузлов несущей системы.

Элемент — пространственно крестообразный разрешает выполнение многоярусных несущих систем полностью в сборном исполнении, с явными преимуществами как со статической, так и с технико-экономической точек зрения. В кратце описана также и монтажная технология.

П. ТЕОДОРУ, И. БАЛТЕШ: Наращивание соединений в плоскости элементов несущих систем в многоярусных промышленных цехах

Описано несколько вариантов наращивающих соединений в плоскости в железобетонных сборных несущих системах для многоярусных промышленных цехов, запроектированных Проектным Институтом органической химии, исскуственного и каучукового волокна.

Г. ШЕРБЭНЕСКУ, М. ПАКИЦАК, ЕМ. ФОТИН: Условия экспериментальной проверки узлов многоярусных рам для сейсмических районов

В работе представлена первая программа испытаний с нагрузками сейсмического типа некоторых рамных узлов.

Р. БЕНЦЕ: Соединение сборных колонн с фундаментами типа ,,стакан''

Приводится критический анализ метода расчета фундаментов типа ,,стакан'', описанного профессором Сахановским (СССР) и указанного в нормативе II 9—62 проектирования отдельных фундаментов для железобетонных колонн и других упрощенных схем передачи усилий в соединение, а также представлены результаты испытаний произведенных в рамках Исследовательского Института по строительству и экономии строительства.

Далее, на основании существующих теоретических анализов и исследований, а также сравниваемых расчетов типов фундаментов, намечены общие рамки вопроса и механизм передачи усилий.

Д. ИЛИЕСКУ, Е. РОМ: Наращивающие соединения одно и двухнаправленные

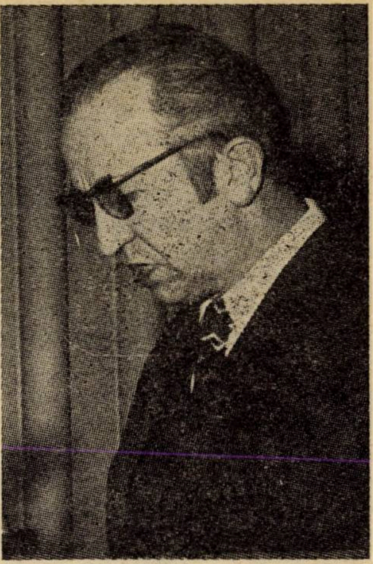
Авторы описывают несколько соединений основных горизонтальных элементов несущих систем многоярусных сборных цехов, выполненных ,,Проектным Институтуом органической химии, исскуственного и каучукового волокна''

Д. ХУБЕР, Х. ДЖОРДЖЕСКУ: Наращивающие трехнаправленные соединения сборных элементов для несущих систем промышленных многоярусных цехов в химической промышленности

Представлен тип трехнаправленного соединения, размещаемого непосредственно в узлах несущей системы с основными железобетонными элементами в сборном исполнении.

Показан способ компоновки, а также предпосылки для расчета.

Ing. **DIMITRIE ARHIRE**



CUVÎNT DE DESCHIDERE A SIMPOZIONULUI „ÎMBINAREA PREFABRICATELOR DIN BETON ARMAT ŞI BETON PRECOMPRIMAT LA CONSTRUCŢIILE INDUSTRIALE“

ORGANIZAT DE I.P.C.

Stimaţi tovarăşi,

Îmi revine deosebita plăcere să adresez, în numele conducerii Ministerului Construcţiilor Industriale, un cordial bun venit tuturor participanţilor la acest simpozion cu tema „Îmbinarea prefabricatelor din beton armat şi beton precomprimat la construcţiile industriale”.

Salutăm prezenţa în mijlocul nostru a specialiştilor din execuţie, cercetare, proiectare şi învăţămînt care, prin activitatea desfăşurată, aduc contribuţii valoroase la soluţionarea problemelor complexe puse de dezvoltarea ramurii industriei construcţiilor. Una din aceste probleme complexe o constituie şi tema acestui simpozion.

Deşi îmbinarea prefabricatelor la construcţiile industriale constituie o temă cu caracter restrîns, importanţa sa deosebită constă în faptul că o soluţionare corectă a acestei probleme permite dezvoltarea prefabricării şi a tipizării, căi importante pentru extinderea industrializării construcţiilor.

Simpozionul care începe astăzi, la început de an, are loc într-un moment care marchează o etapă importantă a realizării planului cincinal. Aşa cum s-a arătat de către conducerea de partid şi de stat, anul 1973 constituie anul hotărîtor pentru asigurarea condiţiilor îndeplinirii planului cincinal în patru ani şi jumătate, plan cincinal în care volumul de investiţii de peste 500 miliarde lei, ce urmează a fi realizat, va asigura — în conformitate cu Directivele Congresului al X-lea şi ale Conferinţei Naţionale a Partidului Comunist Român — dezvoltarea ascendentă şi armonioasă a economiei noastre naţionale.

În conformitate cu politica dusă de partidul şi de statul nostru în vederea dezvoltării tuturor sectoarelor social-economice şi, în primul rînd, a industriei, construcţiile în general şi construcţiile industriale, în special, au cunoscut, în ultima perioadă, o dezvoltare impetuoasă.

Astăzi, activitatea de construcţii-montaj este una din ramurile de bază ale economiei noastre naţionale. Ea asigură în măsură hotărîtoare dezvoltarea altor ramuri de producţie, angajează importante resurse tehnico-materiale, cuprinde un număr de peste 600 mii de salariaţi şi contribuie cu cca 10 % la formarea venitului naţional.

Planul de investiţii pe anul 1973, de peste 90 miliarde lei, prevede începerea a 215 obiective industriale şi punerea în funcţiune a 490 obiective industriale importante, şi toate acestea în condiţiile creşterii productivităţii muncii în activitatea de construcţii-montaj cu minimum 7 % pe ansamblul ramurii, avîndu-se totodată în vedere o dublare a acestei productivităţi în următorii 4—5 ani.

În cadrul acestui plan de investiţii, Ministerul Construcţiilor Industriale are de realizat un volum de construcţii-montaj de aproape 30 % din totalul volumului de construcţii-montaj pe Republică, reprezentînd o creştere de aproape 5 % faţă de anul 1972. De asemenea, M. C. Ind. urmează să pună în funcţiune cca 700 obiective şi capacităţi, ceea ce revine la o medie zilnică de aproape două obiective. Productivitatea muncii va trebui să crească la M.C. Ind., în anul 1973, cu cca. 12%.

Realizarea programului de investiţii, în condiţii de eficienţă sporită, este nemijlocit legată de găsirea unor soluţii mai economice şi mai rapide în proiectare şi execuţie, de introducerea şi generalizarea tehnologiilor şi materialelor noi, precum şi a metodelor de lucru avansate, care să asigure o industrializare maximă a producţiei de construcţii-montaj. Dezvoltarea industrializării construcţiilor prin mărirea gradului de tipizare, prin extinderea folosirii prefabricatelor, concomitent cu reducerea greutăţii acestora, va permite transformarea şantierelor într-un loc de montaj al unor elemente produse în serie, contribuind astfel la obţinerea unei eficienţe sporite şi la o reducere substanţială a duratei de execuţie a investiţiilor.

Sarcini deosebit de importante în promovarea industrializării construcţiilor revin constructorilor (cercetători, proiectanţi, executanţi) cadre din învăţămînt, care trebuie să rezolve în mod unitar o serie de elemente complexe, care să conducă în final la transformarea şantierului de construcţii într-un şantier de montaj.

În acest scop, încă din anul 1956 s-au pus bazele proiectării tip prin înființarea primei organizații de proiectare cu profil de tipizare — în care tipizarea construcțiilor industriale a avut o pondere importantă. Proiectanții din acest sector de activitate au trebuit să rezolve în mod unitar modularea, serierea și tipizarea elementelor, tipizarea subansamblurilor, a secțiunilor de clădiri și a clădirilor întregi, proiectarea de elemente și de structuri prefabricate.

Această activitate — desfășurată de sectorul de tipizare a construcțiilor industriale, care a format din anul 1969 nucleul actualului Institut de Proiectare pentru Construcții (I.P.C.) — este coordonată de Ministerul Construcțiilor Industriale. La dezvoltarea tipizării au contribuit și alte organizații din țara noastră, și în special institutele de proiectări tehnologice, INCERC, Centrala industrială a prefabricatelor din beton din cadrul M.E.F.M.C., Centrala de Producție Industrială București a Ministerului Construcțiilor Industriale și altele.

În cadrul acestei activități, una din problemele esențiale a fost și rămîne soluționarea structurilor prefabricate și, în cadrul acesteia, îmbinarea elementelor prefabricate.

Institutul de Proiectare pentru Construcții a trebuit să stabilească o concepție unitară de soluționare a zonelor de îmbinare din cadrul ansamblului structurii construcțiilor prefabricate, ținînd seamă de caracteristicile lor esențiale, precum și de necesitățile procesului de industrializare a construcțiilor, și anume :

- Condiționarea siguranței de ansamblu a structurilor, îmbinările fiind zone de maximă solicitare, în special în condițiile de seismicitate din țara noastră.
- Funcțiunea ce o au de a reda caracterul de monolitism unei structuri realizate din elemente produse separat.
- În procesul de industrializare a construcțiilor, uzinarea și montajul prefabricatelor se pot realiza prin tehnologii mecanizate de mare productivitate, pe cînd realizarea zonelor de îmbinare necesită un mare consum de manoperă la șantier, care trebuie redus cît mai mult posibil.
- Conceperea unor îmbinări corecte pe plan teoretic și ușor de realizat pe șantier.
- Necesitatea de a asigura condiții de securitate a muncii în timpul montajului.

Rezolvarea zonelor de îmbinare a evoluat și, desigur, va evolua în funcție de o serie de factori care se modifică permanent, cum ar fi : cunoștințele asupra solicitărilor seismice, precizia și creșterea posibilităților de calcul datorită calculatoarelor, evoluția elementelor prefabricate, creșterea tehnicității pe șantiere, utilizarea unor noi materiale pentru realizarea îmbinărilor etc.

În actuala etapă trebuie depuse eforturi pentru stabilirea unei concepții generale și de detaliu a îmbinărilor, pentru etapele viitoare în care, fără a se neglija cerințele impuse de siguranța construcțiilor, să se simplifice operațiunile tehnologice de pe șantier și să se reducă manopera necesară execuției lor.

Vor trebui depuse eforturi conjugate în proiectare, în cercetare și experimentare, în execuția tehnică pe șantiere, în sectorul de producție a prefabricatelor, în cadrul catedrelor de specialitate, eforturi care să conducă la soluționări teoretice și practice care să permită :

- Reducerea duratei de execuție a lucrărilor.
- Micșorarea consumului de manoperă și deci o creștere importantă a productivității muncii pe șantier.
- Execuția acestor lucrări prin metode și procedee specifice industrializării.
- Mărirea gradului de siguranță a construcțiilor.
- Eliminarea abaterilor la montaj față de toleranțele posibile.
- Eliminarea, pe cît posibil, a proceselor umede generate de betonările locale, de utilizarea motoarelor de pozã și de împănare.

★

Institutul de Proiectare pentru Construcții, ca institut central de proiectare al Ministerului Construcțiilor Industriale, și-a asumat sarcina de a organiza acest simpozion deoarece, prin atribuțiile ce-i revin, răspunde de promovarea și tipizarea prefabricatelor pentru construcțiile ce-i revin, răspunde de promovarea și tipizarea prefabricatelor pentru construcțiile industriale, promovare condiționată de rezolvarea corespunzătoare a îmbinărilor elementelor prefabricate.

La acest simpozion se întîlnesc o mare parte din specialiștii a căror activitate profesională — pe plan teoretic, de cercetare, de proiectare sau de execuție — este legată de problemele prefabricării elementelor de beton și, implicit, ale îmbinării acestora.

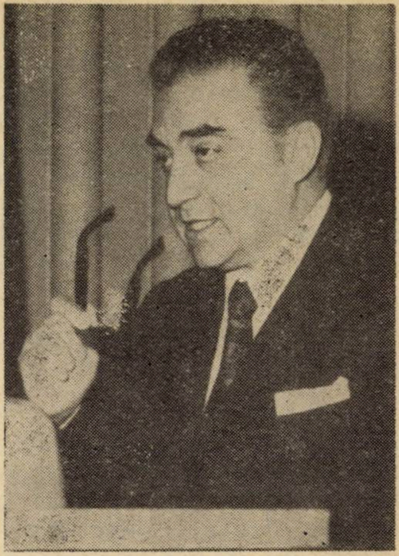
În dorința ca acest simpozion să aibă un cît mai pronunțat caracter de lucru, programul de desfășurare a fost întocmit de așa natură încît în cadrul discuțiilor să aibă loc un larg schimb de opinii care să pună în lumină noi elemente de principiu și de detaliu și să permită să se tragă concluzii prețioase, atît pentru proiectare, cît și pentru execuție. Aceste concluzii vor trebui preluate de toți factorii angrenați în procesul de industrializare a construcțiilor industriale, pentru traducerea lor în viață.

Prin aceasta, acest simpozion va reprezenta expresia convingerii specialiștilor constructori din țara noastră că linia directoare dată la Congresul al X-lea și la Conferința Națională a Partidului Comunist Român, de a continua consecvent industrializarea pe baza cuceririlor revoluției tehnico-științifice contemporane, este perfect valabilă și pentru ramura industriei construcțiilor.

Subliniind că astfel de analize, ca cea care urmează, se înscrie pe linia promovată de Ministerul Construcțiilor Industriale de a iniția dezbateri pe probleme, cu cît mai mulți specialiști din țară, pentru a putea sintetiza, generaliza și pune în practică ideile și experiențele cele mai valoroase, închei urînd succes lucrărilor simpozionului, cu dorința ca discuțiile să conducă la rezultatele și concluziile cele mai valoroase posibile.

CZ 624.078."313"

EVOLUŢIA SOLUŢIILOR DE ÎMBINĂRI ŞI PERSPECTIVE DE VIITOR



Ing. **PETRU VERNESCU**
Director I.P.C.

Ing. **GHEORGHE SĂNDULESCU**
I.P.C.

Procesul de industrializare a construcţiilor a impus, în ultimii 15 ani, tehnica prefabricării elementelor componente în fabrici şi poligoane, special concepute şi dotate, la şantier făcîndu-se în cea mai mare măsură, numai operaţiuni de montaj şi de asamblare. Pe această cale s-a putut face faţă, pînă în prezent, cerinţelor de realizare a construcţiilor industriale, în ritmuri din ce în ce mai mari, şi se poate aprecia că tot această cale va fi şi în viitor una din pîrghiile importante pentru îndeplinirea programului de investiţii industriale.

Perspectivele deschise proceselor de execuţie prin introducerea mecanizării fabricaţiei părţilor componente ale construcţiilor, în condiţii similare oricărui alt produs industrial, efectele economice favorabile, rezultate din creşterea productivităţii muncii şi scurtarea termenelor de execuţie etc., au fost demonstrate cu prisosinţă în anii care au trecut. Conducerea superioară de partid şi de stat a îndrumat permanent efortul făcut în sectorul de construcţii, în sensul intensificării procesului de industrializare a execuţiei, tipizării şi prefabricării, atribuindu-le un rol important, fapt care a determinat ca ţara noastră să poată fi socotită în prezent printre cele mai avansate ţări în ce priveşte realizarea prin prefabricare a structurilor din beton armat.

Prefabricarea impune însă fragmentarea construcţiei în părţi componente, mai mari sau mai mici, posibil a fi executate în fabrici sau chiar la faţa locului, transportate şi montate în limitele dictate de gradul de mecanizare atins în fiecare etapă de dezvoltare; aceasta a condiţionat apariţia şi dezvoltarea în continuare a unei noi concepţii de gîndire în care produsul final, construcţia în exploatare, se realizează prin asamblarea raţională a unor elemente produse separat şi chiar dispersat, ale căror condiţii de proiectare se subordonează atît cerinţelor ansamblului constructiv în care se vor integra, cît şi cerinţelor impuse de prefabricare.

Proiectantului îi revine sarcina ca în cadrul unei gîndiri complexe să realizeze un perfect echilibru între cerinţele ansambului şi cele ale elementului component, stabilind principiile de fragmentare astfel încît să se obţină pe ambele planuri efectele favorabile maxime posibile. Numai în acest mod poate fi acceptată fragmentarea şi producerea dispersată a unei construcţii, sub forma unor elemente componente, deoarece prin îmbinarea ulterioară a acestora va trebui recompus acel ansamblu omogen conceput iniţial, care trebuie să corespundă cerinţelor de exploatare şi siguranţă pentru care a fost proiectat.

Îmbinările dintre elementele prefabricate capătă astfel o importanţă deosebită în cadrul ansamblului structural, ele reprezentînd, în fond, o sinteză a problemelor generale de concepţie, execuţie la şantier şi uzinare.

Este necesar să subliniem că siguranţa de ansamblu a unei structuri şi, în unele cazuri, siguranţa fiecărui element component în parte este condiţionată nemijlocit de concepţia şi condiţiile de realizare a zonelor de îmbinare, atît pentru solicitările din exploatarea normală, cît mai ales pentru solicitările extraordinare care se produc o dată sau de cîteva ori în viaţa unei construcţii.

Aceste cîteva considerente se adaugă la cele arătate în cuvîntul de deschidere pentru a sublinia încă o dată de ce s-a ales această temă în actualul simpozion.

În cele ce urmează ne propunem două obiective:

a. Să punem în discuţie principalele aspecte care caracterizează actuala etapă de dezvoltare a construcţiilor din prefabricate, sau poate mai bine spus, problemele pe care dorim să le analizăm în cadrul simpozionului, ele fiind în acelaşi timp principalele probleme pe care le avem de rezolvat în viitor, în activitatea de cercetare, studii, proiectare sau perfecţionarea realizării propriu-zise a construcţiilor.

b. Să prezentăm succint aspectele de concepție și principalele tipuri de rezolvări de îmbinări cuprinse în actualele proiecte tip, cu convingerea că în cadrul discuțiilor ce vor urma, pe baza experienței de proiectare și execuție a noastră, a tuturor, vom putea stabili împreună drumul pe care va trebui să mergem în viitor.

I. CÎTEVA PROBLEME DE PRINCIPIU

- O primă problemă este de a accepta sau nu ideea că îmbinărilor construcțiilor de masă trebuie să li se dea o rezolvare în concordanță cu necesitatea executării lor în număr mare, pe multe șantiere, cu respectarea condițiilor industrializării, productivității etc., cu alte cuvinte, că numărul mare necesar de executat introduce un specific, o calitate aparte, de care trebuie ținut seama la conceperea lor. Ele diferă deci de îmbinările unor construcții unicat, speciale. Dacă în cursul acestui simpozion se vor prezenta și astfel de cazuri, analiza lor este desigur binevenită, interesul va crește, însă numai în măsura în care vom putea desprinde elementele generalizabile.

- Soluțiile de îmbinări pe care le promovăm în România trebuie să confere construcției un grad corespunzător de asigurare la forțele orizontale, în special la cele provenite din forțele seismice care, la nivelul secțiunii de beton, produc concentrări de eforturi importante. Sub acest aspect, un număr mare din rezolvările pe care le putem vedea în revistele de specialitate nu pot fi aplicate, condițiile specifice fiind altele.

- Betonul prefabricat nu diferă de cel monolit numai prin faptul că piesele componente se toarnă în alt loc decît cel definitiv. Betonul prefabricat este un alt material, este numai o coincidență că el se realizează cu aceleași materiale de bază, oțel și agregate. Construcțiile din beton prefabricat trebuie să aibă la bază o concepție care să conducă la o alcătuire și o tehnologie de realizare proprie. Dacă betonul monolit a ajuns la o perfecționare succesivă de-a lungul celor aproximativ 120 ani de existență, betonul prefabricat, cu o viață mai scurtă, are în față încă un viitor neexplorat.

- Îmbinarea la construcțiile din elementele prefabricate nu constituie un detaliu care poate fi rezolvat mai tîrziu; în raport cu concepția inițială, rezolvarea îmbinării reprezintă un element component al concepției generale. Cunoaștem din experiență destule cazuri de idei interesante care, în final, nu s-au putut concretiza din cauza nerezolvării corespunzătoare a detaliilor de îmbinare. Este normal să fie așa, betonul prefabricat pierzînd un mare avantaj al betonului monolit, acela că la structurile de beton monolit îmbinarea se realizează automat, implicit. Acest avantaj nu-l are nici un alt material, nici oțelul și nici lemnul.

Pentru toate materialele, îmbinarea elementelor a fost întotdeauna o problemă, dar o problemă care și-a găsit rezolvări adecvate și specifice fiecărui material. Putem însă afirma că betonul prefabricat nu și-a găsit un sistem de îmbinare propriu, că el imită, împrumută din tehnica proprie altor materiale?

Se poate admite că, cel puțin deocamdată, există o contradicție între gîndirea de ansamblu a prefabricării, a scopurilor ei majore, adică trecerea operațiunilor în fabrici în cadrul unor procese tehnologice mecanizabile, și posibilitățile de rezolvare a îmbinărilor care conduc, tocmai la șantier, la operațiuni delicate și de multe ori dificile, ca exemplu: suduri în multe puncte, turnări de betoane de calitate în spații înguste și dispersate, cu un consum mare de manoperă.

O succintă analiză a diferitelor posibilități actuale ne arată seria dificultăților ce trebuie rezolvate. Îmbinările zise umede, cu betoane turnate *in situ*, conduc la necesitatea prevederii unor mustăți care întotdeauna produc complicații în fabricație: necesitatea sudării lor, deci multe puncte de sudură, necesitatea unor betonări în spații înguste și foarte răspîndite ca număr și lungime, un întreg proces tehnologic în discordanță cu tehnologia de realizare a prefabricatelor, mecanizată și de mare productivitate. Eliminarea sudurii conduce la lungirea mustăților și folosirea ancorajului prin aderență, deci lungirea porțiunilor betonate, alt aspect negativ. Renunțarea la îmbinarea umedă și adoptarea unei îmbinări complet sudate conduce la necesitatea prevederii, la capetele elementelor prefabricate, a unor piese metalice de volum important, consum mare de metal și, în plus, la o trecere nefirească a eforturilor din beton în metal apoi în sudură, în metal și în fine în beton. Prinderea cu buloane pune aceleași probleme dificile și în plus necesitatea intercalării unor materiale deformabile între piesele de beton; altfel, îmbinarea bulonată ar corespunde ideii generale de prefabricare, adică la șantier să se execute numai lucrări de montaj. O îmbinare corespunzătoare principiilor betonului poate ar fi numai precomprimarea, care conferă în îmbinare stări de efort similare cu cele din piesele componente; deocamdată însă îmbinările prin precomprimare la șantier sînt dificil de realizat, cu atît mai mult cînd sînt pe lungime mică.

Am putea afirma că încă nu s-au găsit soluțiile optime, că deocamdată îmbinarea prefabricatelor implică o serie de neajunsuri care nu pot fi eliminate în totalitate. De cele mai multe ori nu facem altceva decît să mutăm aceste dificultăți dintr-o parte în alta, atunci cînd venim cu diferitele rezolvări, uneori zise noi.

Dacă așa ar sta lucrurile, atunci s-ar putea trage concluzia că în acest domeniu nu s-au depus aceleași eforturi ca în celelalte domenii ale prefabricării și aceasta ar fi poate valoros de știut pentru activitatea noastră viitoare; poate așa și se explică de ce rezolvările de îmbinări nu au evoluat în aceeași măsură ca rezolvările prefabricatelor însăși.

- Într-o altă ordine de idei este de analizat problema toleranţelor necesare. Desigur că la prima vedere se poate spune că toleranţe mari asigură mai uşor montajul la şantier, dar aceasta conduce la dimensiuni mai mari ale îmbinărilor, lucru care nu este de dorit. Trebuie găsită o cale de mijloc. De asemenea, este necesar să ne ocupăm mai mult de problema excentricităţilor la montaj, de tehnologia executării sudurilor de îmbinare, gradul de siguranţă pe care-l putem accepta, şi de tehnologia de execuţie a monolitizărilor. Sînt tot atîtea probleme pentru rezolvarea cărora se înscriu şi lucrările acestui simpozion, şi rugămintea colectivului nostru este de a se emite cît mai multe păreri asupra acestor probleme.

Credem, de asemenea, că experimentările pot aduce în acest domeniu foarte mult şi că este necesară intensificarea lor ; s-a făcut mult mai mult pentru experimentările prototipurilor pieselor prefabricate — ne este cunoscută tuturor activitatea INCERC şi a C.I.P.B. în aceste probleme — şi s-a văzut ce contribuţie însemnată au avut-o experimentările la perfecţionarea lor. Inspiraţia, concepţia şi evaluarea teoretică nu mai pot rezolva astăzi în totalitate problemele, fără experimentări.

În construcţii, un progres nu se poate face decît simultan, concepţie şi execuţie, reciproc una reflectă şi condiţionează pe cealaltă, de unde şi necesitatea efortului comun care trebuie făcut.

II. CONCEPŢIA DE REALIZARE A ÎMBINĂRILOR ADOPTATĂ ÎN TIPIZARE

Modul în care alcătuim astăzi îmbinările structurilor tipizate se bazează pe o concepţie care a evoluat de-a lungul celor 16 ani de tipizare, fundamentată pe rezultatele unor studii ample asupra ansamblurilor structurale de hale parter şi etajate, prin care s-a căutat să se coreleze cerinţele de exploatare a construcţiei în serviciu cu funcţiunile şi elementele ce condiţionează alegerea soluţiilor de îmbinare, precum şi cu posibilităţile tehnice existente în fiecare etapă de dezvoltare. Studiile au precizat mai întîi funcţiunile îmbinărilor pentru ca, cunoscînd rolul acestor zone în cadrul ansamblului structural, să se poată stabili o concepţie unitară de soluţionare principială şi de detaliu a lor. Putem defini următoarele funcţiuni ale unei îmbinări principale :

- Asigurarea siguranţei elementului component, astfel încît să nu se poată produce suprasolicitări în secţiunile caracteristice ale acestuia, ca urmare, de exemplu, a creării unor condiţii de rezemare şi de deformabilitate incompatibile cu conformarea şi modul de calcul ale elementului propriu-zis.

- Asigurarea siguranţei ansamblului structural, în totalitatea lui. atît din punct de vedere al capacităţii portante, cît şi a condiţiilor de deformabilitate admise în exploatare, astfel încît să se realizeze o distribuire a solicitărilor secţionale în elementele rezistente, compatibile cu caracteristicile lor de rezistenţă.

- Materializarea schemei statice de calcul a ansamblului constructiv, cît mai aproape sau identic cu aceea pe baza căreia s-au stabilit solicitările la proiectare, în caz contrar putînd rezulta suprasolicitări în unele elemente sau secţiuni, ieşirea prematură a acestora din lucru şi, drept consecinţă, o reducere a siguranţei globale a ansamblului.

- Asigurarea unor rezerve de capacitate portantă în limite raţionale, care să permită construcţiei preluarea unor eventuale suprasolicitări, provenite din încărcări extraordinare, neluate în calcul sau apreciate iniţial la valori mai reduse, fără a se produce deteriorări ireparabile sau atingerea stadiului ultim.

- Preluarea şi transmiterea sarcinilor seismice la elementele adiacente îmbinării în condiţiile realizării caracteristicilor dinamice şi de deformabilitate ale ansamblului structural, asemănătoare sau cît mai apropiate de acelea pe baza cărora, la proiectare, s-au făcut determinările valorice ale sarcinilor masice.

Rezolvarea zonelor de îmbinare, astfel încît acestea să poată asigura în cele mai bune condiţii principalele funcţiuni enumerate mai sus, nu poate fi considerată ca o problemă a cărei soluţie este unică şi cu valabilitate indefinită, ci ca o problemă a cărei soluţionare va fi diferită de la etapă la etapă, în funcţie de o serie de factori care evoluează permanent şi care pot avea ponderi diferenţiate în stabilirea soluţiei. Aşa de exemplu, cunoaşterea aspectelor teoretice legate de apariţia şi modul de dezvoltare a solicitărilor seismice — solicitări de bază pentru zonele de îmbinare — este în continuă evoluţie ; posibilităţile de materializare prin calcule practice inginereşti a acestor cunoştinţe teoretice şi de cercetare în fiecare etapă permit, în mod diferenţiat, aprecierea naturii şi a valorii reale a solicitărilor seismice de calcul şi în egală măsură datele primare de fundamentare a unei concepţii de rezolvare a îmbinărilor.

Se poate, de asemenea, semnala evoluţia permanentă în creşterea preciziei metodelor de calcul şi a complexizării ipotezelor făcute, prin utilizarea calculatoarelor, elemente importante care pot aduce date noi în aprecierea stării reale de efort din ansamblurile structurale şi deci şi din zonele de îmbinare şi, ca atare, condiţii suplimentare în alegerea soluţiilor constructive.

La cele prezentate trebuie adăugat şi faptul că însăşi elementele prefabricate ce se îmbină prezintă caracteristici tipologice şi de capacitate portantă diferite de la etapă la etapă, corespunzător evoluţiei mijloacelor de producţie şi montaj, ceea ce face ca schemele statice de calcul şi soluţiile de realizare a îmbinărilor să trebuiască a fi adoptate în mod corespunzător.

Concepţia de realizare a îmbinărilor, în sfîrşit, nu poate fi stabilită fără a se analiza diferențiat cazul executării uzinate, sau prin preturnare la șantier, a pieselor ce se îmbină, factori care pot determina soluționări diferite în zona de îmbinare, precum și o corelare a acestor soluții în raport cu tehnicitatea și gradul de specializare ale executantului, care evoluează la rîndu-i.

Cele arătate considerăm că justifică în suficientă măsură adoptarea în proiectele tip a unor detalii de îmbinare diferențiate, de-a lungul perioadei ce a trecut și, de asemenea, eforturile pe care le facem în prezent pentru stabilirea unei concepții generale și de detaliu de rezolvare a îmbinărilor pentru perioadele viitoare.

Rezolvările de detaliu ale îmbinărilor, adoptate pînă în prezent în proiectarea tip, se caracterizează prin satisfacerea în toate cazurile a unor principii de conformare, și anume :

- La montaj, prefabricatele trebuie să poată rezema unele peste altele, căutîndu-se evitarea soluționărilor în care sînt necesare dispozitive speciale complementare.

- Fixarea provizorie, imediat după montaj, pentru prefabricatele cu stabilitate redusă, să se facă prin sudarea unor elemente metalice, înainte de deblocarea din cîrligul macaralei.

- Pentru asigurarea transmiterii uniforme a reacțiunilor și evitarea unor concentrări de eforturi care ar putea produce suprasolicitări în piesele în contact, s-a admis necesitatea prevederii în toate cazurile a mortarelor de poză.

- Obținerea unei siguranțe sporite a îmbinării prin asigurarea continuității de efort cu folosirea unor elemente duble de legătură, cu principii de lucru diferite, așa încît în cazul în care unul din ele nu funcționează, datorită unor erori de execuție sau a unor suprasolicitări, să existe rezerva funcționării celui de-al doilea, ca de exemplu practicarea îmbinărilor uscate și umede concomitent, în cadrul aceluiași detaliu.

- Realizarea unor legături constructive între prefabricate, indiferent de schema lor de calcul, pentru asigurarea caracterului de monolitism întregului ansamblu.

- Reducerea la minimum posibil a numărului de secțiuni de îmbinare, în concordanță cu capacitățile disponibile la montaj, știut fiind că, în general, zonele de îmbinare sînt puncte delicate ale structurilor realizate din prefabricate.

- Practicarea unor detalii constructive care să poată fi executate cu un consum de manoperă redus, în condiții simple și eficace și cu posibilitatea verificării ulterioare a calității operațiilor executate.

- Reducerea lungimii mustăților lăsate din elementele prefabricate la minimul necesar executării sudurilor cu barele de continuitate din nod, pentru a se evita dificultăți la transport și depozitare și a se asigura condiții satisfăcătoare pentru securitatea muncii.

- Suprafețele de rezemare a prefabricatelor trebuie astfel dimensionate încît, luînd în considerare maximul de abateri posibile, să se asigure totuși o transmitere a reacțiunilor, fără a se depăși capacitatea de preluare de efort a elementelor ce concură în îmbinare.

Rezultă din cele de mai sus că s-a acordat într-o mare măsură o atenție deosebită elementului constructiv în zonele de îmbinare, în ideea că o îmbinare concepută corect pe plan teoretic, în cazul în care implică realizarea unor legături dificil de executat — legături în spații insuficiente, suduri peste cap etc. — prezintă riscul nerealizării corecte a detaliilor constructive și, ca atare, o proastă funcționare în exploatare. Totodată, cele de mai sus probează multitudinea de funcțiuni a îmbinărilor elementelor prefabricate, ceea ce face ca, pe bună dreptate, asupra acestora să se justifice concentrarea atenției în proiectare și execuție; trebuie adăugat faptul că cercetările de conformare seismică din ultima vreme arată că la ansamblurile alcătuite din elemente prefabricate și care sînt situate în regiuni seismice, rezolvarea corectă a nodurilor de îmbinare reprezintă, în plus, o problemă vitală, deoarece aceste zone pot prezenta caracteristici de rezistență reduse și concentrări de eforturi, existînd posibilitatea producerii unor jocuri între elementele prefabricate care să conducă la efecte de șoc, pe durata solicitării seismice, în cazurile în care execuția sau concepția nu sînt corespunzătoare.

III. TIPURI DE ÎMBINĂRI ADOPTATE LA STRUCTURI DE HALE PARTER

III.1. Element principal-stîlp

Tipurile de îmbinări posibil de adoptat pentru structurile de hale parter tipizate au rezultat din analiza detaliată a factorilor de bază care le caracterizează, și anume : forma și caracteristicile geometrice și de rezistență ale elementelor principale în corelație cu schemele statice compatibile.

Principial se pot realiza îmbinări de tipul (fig. 1)

— A_1 — Îmbinări articulate perfect (total)

— A_2 — Îmbinări articulate parțial

— B_1 — Îmbinări cu continuitate totală

— B_2 — Îmbinări cu continuitate parțială (pentru sarcinile de exploatare)

Îmbinările de tip A_1 nu s-au folosit din cauza dificultăților constructive de realizare a articulațiilor perfecte care necesită aparate de reazem speciale, asemănătoare cu cele folosite de regulă la poduri și, în plus, o precizie mare de execuție, greu de asigurat, dacă se are în vedere numărul mare de îmbinări ce trebuie executate într-o construcție.

Îmbinările cu continuitate totală B_1 nu s-au aplicat la halele parter tipizate datorită unor dezavantaje importante, care nu pot fi compensate prin distribuirea momentului total din sarcina verticală între secțiunile de cîmp și de reazem ale elementului principal, și anume :

— Momentele de încastrare în nodurile de îmbinare au va-

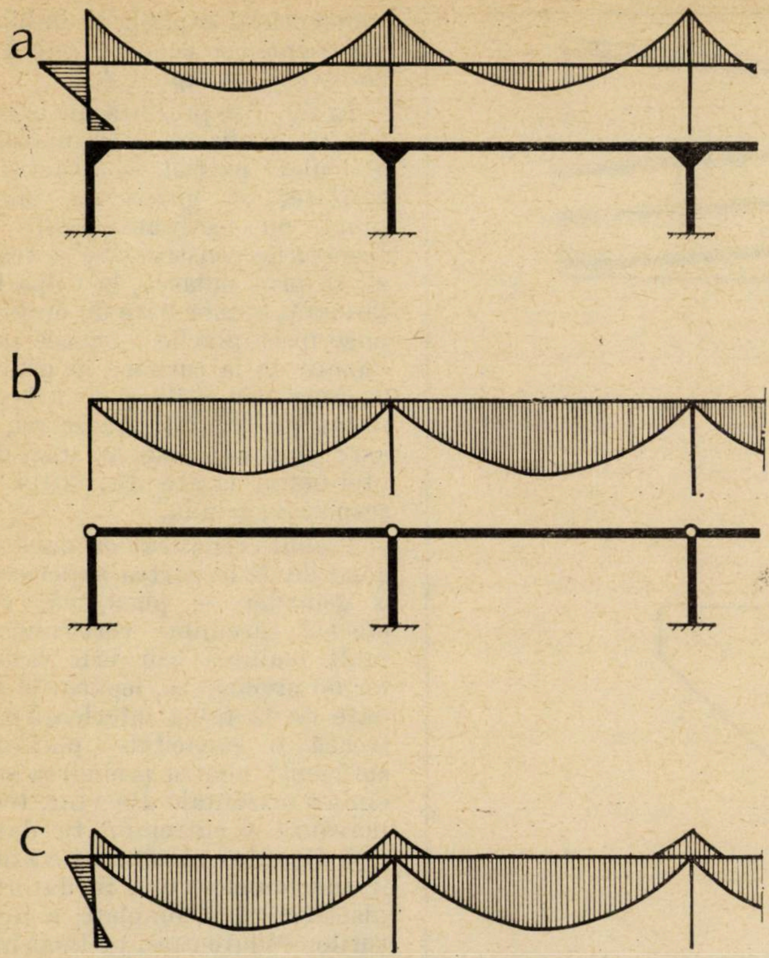


Fig. 1 — Scheme de calcul ale structurilor de hale parter.
a — cu continuitate totală sau parţială la noduri
b — cu articulaţii perfecte la noduri
c — cu articulaţii parţiale la noduri

lori mai mari decît cele din cîmpul elementelor prefabricate ceea ce face ca solicitările maxime să se producă în secţiuni a căror siguranţă depinde în mare măsură de calitatea execuţiei la şantier.

Dacă nu se precomprimă şi îmbinarea, precomprimarea elementelor principale nu poate fi folosită în mod judicios, deoarece aceasta acoperă numai momentele din cîmp, care au valori mai mici decît cele din reazeme; în felul acesta, secţiunile cu solicitări maxime, respectiv secţiunile din reazeme, nu beneficiază de avantajele precomprimării, ele fiind rezolvate ca secţiuni de beton armat cu legături de continuitate sudate.

— Operaţiunile de montaj sînt mai complicate, dat fiind faptul că o serie de lucrări cu consum de manoperă ridicat — legăturile de continuitate — trebuie intercalate montajului propriu-zis, rezultînd din aceasta stagnări sau proaste folosiri ale utilajelor.

Concluziile de mai sus au rezultat în mare măsură şi pe baza experienţei cîştigate cu ocazia executării unei hale unicat de 24 m deschidere (fig. 2), realizate din stîlpi cu secţiunea dublu T şi grinzi cu inimă plină, nodul de cadru realizîndu-se prin petrecerea în grindă a fascicolelor de precomprimare din stîlp (fig. 3).

Îmbinările de tip A_2 (fig. 4), datorită legăturilor constructive prevăzute — suduri şi monolitizări —, creează capacitatea preluării reacţiunii în totalitate şi a unui moment încovoietor de valoare limitată, corespunzător valorilor de plastificare a legăturilor constructive prevăzute în îmbinare. În toate cazurile în care valoarea momentului de continuitate, rezultat dintr-un calcul elastic al ansamblului structural, depăşeşte valoarea momentului capabil al îmbinării, definit ca mai sus, prin deformarea plastică se permit rotiri pe reazem, îmbinarea comportîndu-se ca o articulaţie perfectă pentru diferenţa dintre solicitarea totală şi solicitarea care o plastifică.

Valoarea momentului capabil al îmbinării, respectiv valoarea momentului care plastifică legăturile prevăzute în îmbinare, rezultă ca o consecinţă a rezolvării ei constructive, a numărului şi secţiunilor elementelor de legătură. Pe de altă parte, momentul încovoietor de continuitate ce ar acţiona îmbinarea, sub acţiunea solicitărilor de exploatare, deduse dintr-un calcul de cadru, depinde de forma elementului principal. De pildă, o grindă cu zăbrele de tip lenticular, avînd o înălţime mică pe reazem şi o înălţime mare în cîmp, face să rezulte momente de continuitate mici, de ordinul $\frac{pl^2}{250} : \frac{pl^2}{300}$, de regulă mai mici decît momentul capabil al îmbinării.

În schimb, la structurile avînd ca elemente principale grinzi cu inimă plină, din cal-

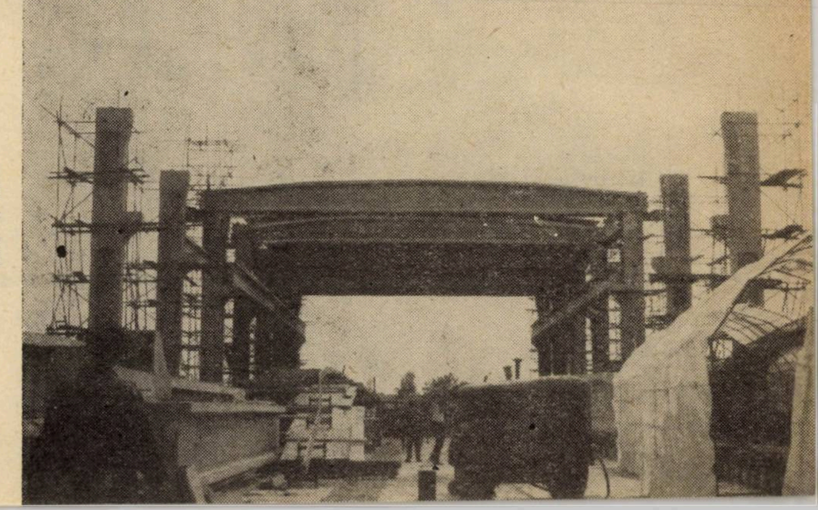


Fig. 2 — Ansamblu de structură din cadre precomprimate, în timpul execuţiei

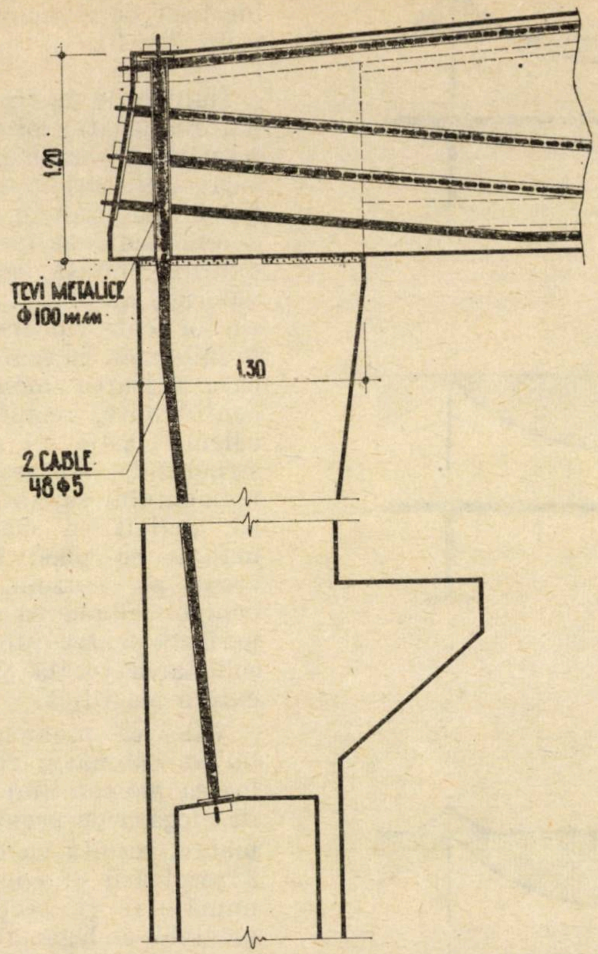


Fig. 3 — Principiul de realizare a nodului la cadrele precomprimate

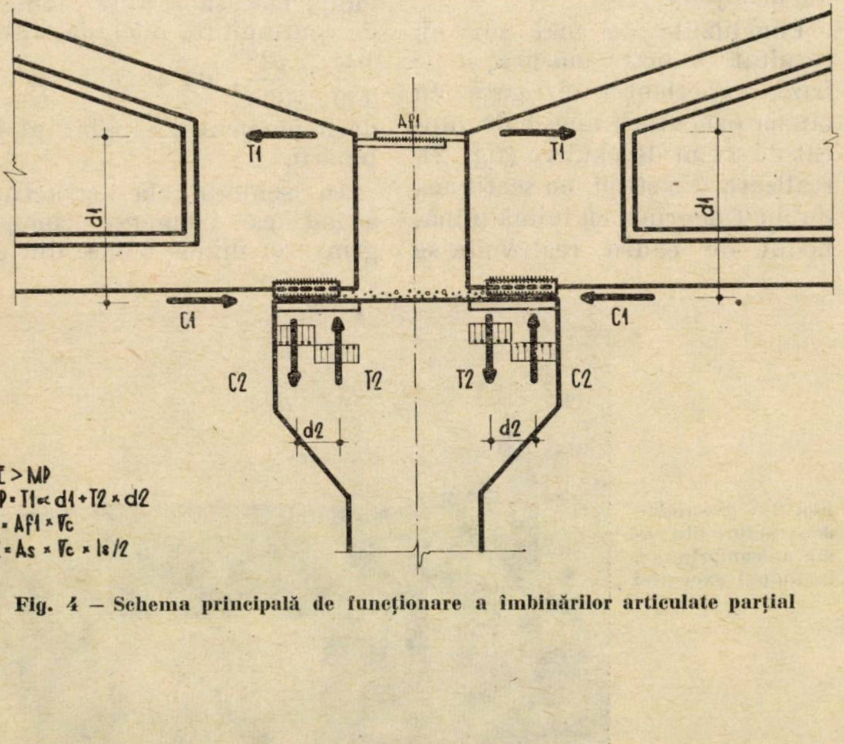


Fig. 4 — Schema principală de funcționare a îmbinărilor articulate parțial

culul elastic de ansamblu pot rezulta momente de continuitate mari variind între $pl^2/12$, cazul grinzilor cu înălțime constantă, și $pl^2/20 - pl^2/25$, cazul grinzilor cu înălțime variabilă (pante de 6 — 8 %), valori de regulă mai mari decît valoarea momentului capabil al îmbinării, asemenea cazuri putînd fi rezolvate ca tipuri A_2.

În fig. 5 se prezintă un exemplu de realizare a îmbinărilor articulate parțial, la structurile tipizate, cu grinzi cu inimă plină, cu secțiunea dublu T. Legăturile constructive se realizează prin sudarea, la talpa inferioară, a unor bare de oțel dispuse între plăcile metalice prevăzute de la turnare în grindă și, respectiv, stîlp și prin betonarea spațiului dintre grinzi, în care sînt cuprinse mustăți din oțel-beton lăsate din stîlpi și, respectiv, grindă.

Trebuie remarcat că dacă legăturile de la partea superioară a grinzilor se plastifică, sub efectul sarcinilor verticale, cu mult înaintea atingerii valorii lor de exploatare, legăturile sudate de la talpa inferioară păstrează o capacitate portantă suficientă pentru preluarea sarcinilor orizontale din vînt, temperatură și cutremur, fie datorită faptului că sînt prevăzute în zone cu efort nul, fie datorită plastificării incomplete a legăturilor sudate care, pe lîngă momente încovoietoare, sînt solicitate și de eforturi normale.

Pentru cazul grinzilor cu secțiunea T, sau al grinzilor cu înălțime mare pe reazem, s-a adoptat un tip de îmbinare asemănător (fig. 6 *a*, *b*), la care însă, pentru o mai bună asigurare a transmiterii solicitărilor orizontale, transversale grinzii, de la nivelul acoperișului la stîlp, este prevăzută extinderea zonei turnate între capetele grinzilor și în lateral, rezultînd în final o fixare a grinzii, într-o zonă monolită cu secțiunea I, capabilă de a transmite stîlpului toate solicitările grinzilor. Pentru aceste cazuri, apar dificultăți suplimentare la stabilirea cu precizie a valorii momentului capabil de plastificare a îmbinării, date fiind legăturile suplimentare ce se creează între fețele în contact ale betonului din grindă și celui din monolitizare, pe suprafețe mari, pe lîngă variabilitatea caracteristicilor mecanice ale materialelor din elementele de legătură ale îmbinării.

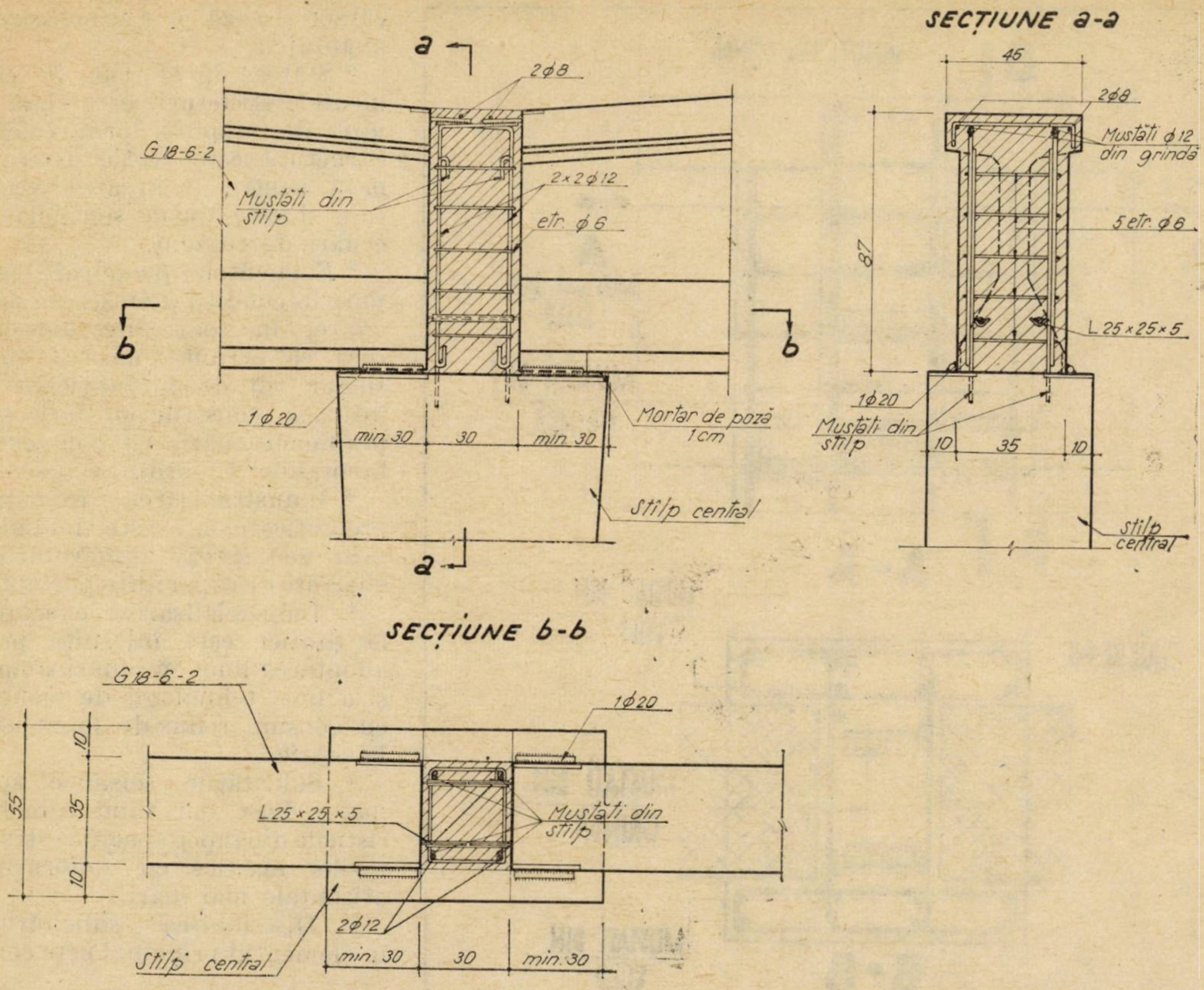

SECȚIUNE a-a
a
2⌀8
G 18-6-2
Mustăți din stîlp
2×2⌀12
etr. ⌀6
b
b
1⌀20
min 30
30
min 30
Mortar de poză 1cm
Stîlp central
a
46
2⌀8
Mustăți ⌀12 din grindă
5 etr. ⌀6
87
L 25×25×5
1⌀20
Mustăți din stîlp
10
35
10
stîlp central
SECȚIUNE b-b
G 18-6-2
1⌀20
55
10
35
10
L 25×25×5
Mustăți din stîlp
2⌀12
Stîlp central
min. 30
30
min. 30

Fig. 5 — Exemplu de realizare a îmbinărilor articulate parțial. Grindă cu inimă plină cu secțiunea I și stîlp

Imposibilitatea evaluării suficient de precise a momentelor-limită ale îmbinărilor poate avea consecințe nefavorabile asupra elementului principal, deoarece în cazul în care în îmbinare se realizează un moment-limită superior celui determinat prin calcul, elementul principal se încarcă pe reazem cu solicitări suplimentare, care pot produce fisurarea zonei de capăt și reducerea capacității portante la forțe tăietoare. Pentru aceasta, în soluționările date la proiectele tip, s-au admis valori acoperitoare pentru limitele de curgere a oțelurilor utilizate, a sudurilor și a rezistenței betoanelor etc., respectiv mai mari decît acelea utilizate în mod curent.

Din punct de vedere al transmiterii reacțiunilor de îmbinare, articulația de tip A_2 (fig. 7 *a*, *b*) se caracterizează prin aceea că :

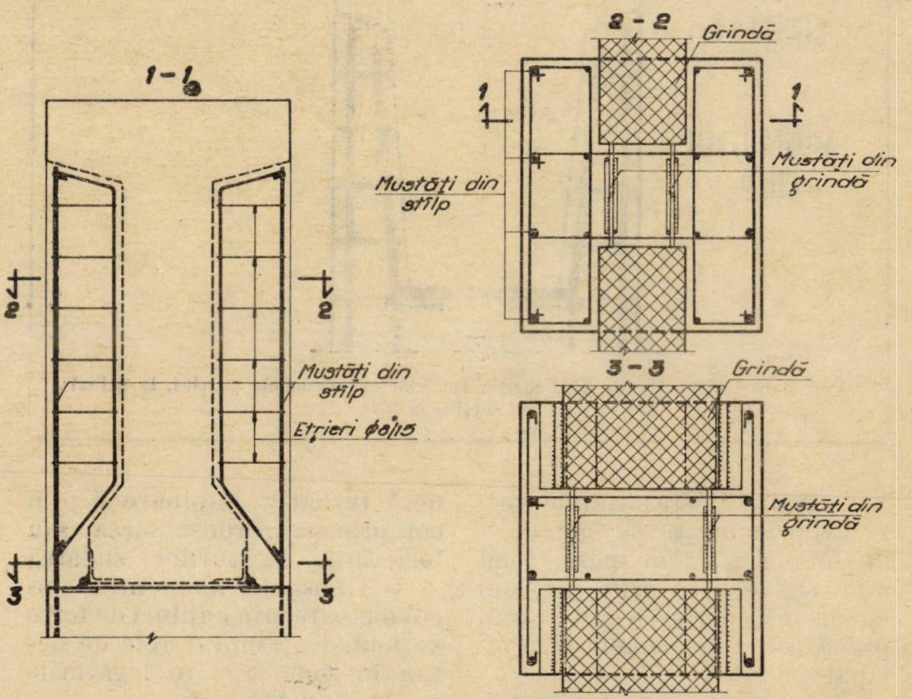

1-1
2
2
3
3
Mustăți din stîlp
Etrieri ⌀6/15
2-2
Grindă
1
1
Mustăți din stîlp
Mustăți din grindă
3-3
Grindă
Mustăți din grindă

Fig. 6 a — Exemplu de realizare a îmbinărilor articulate parțial, la grinzi cu secțiune dublu T avînd înălțime mare pe reazem

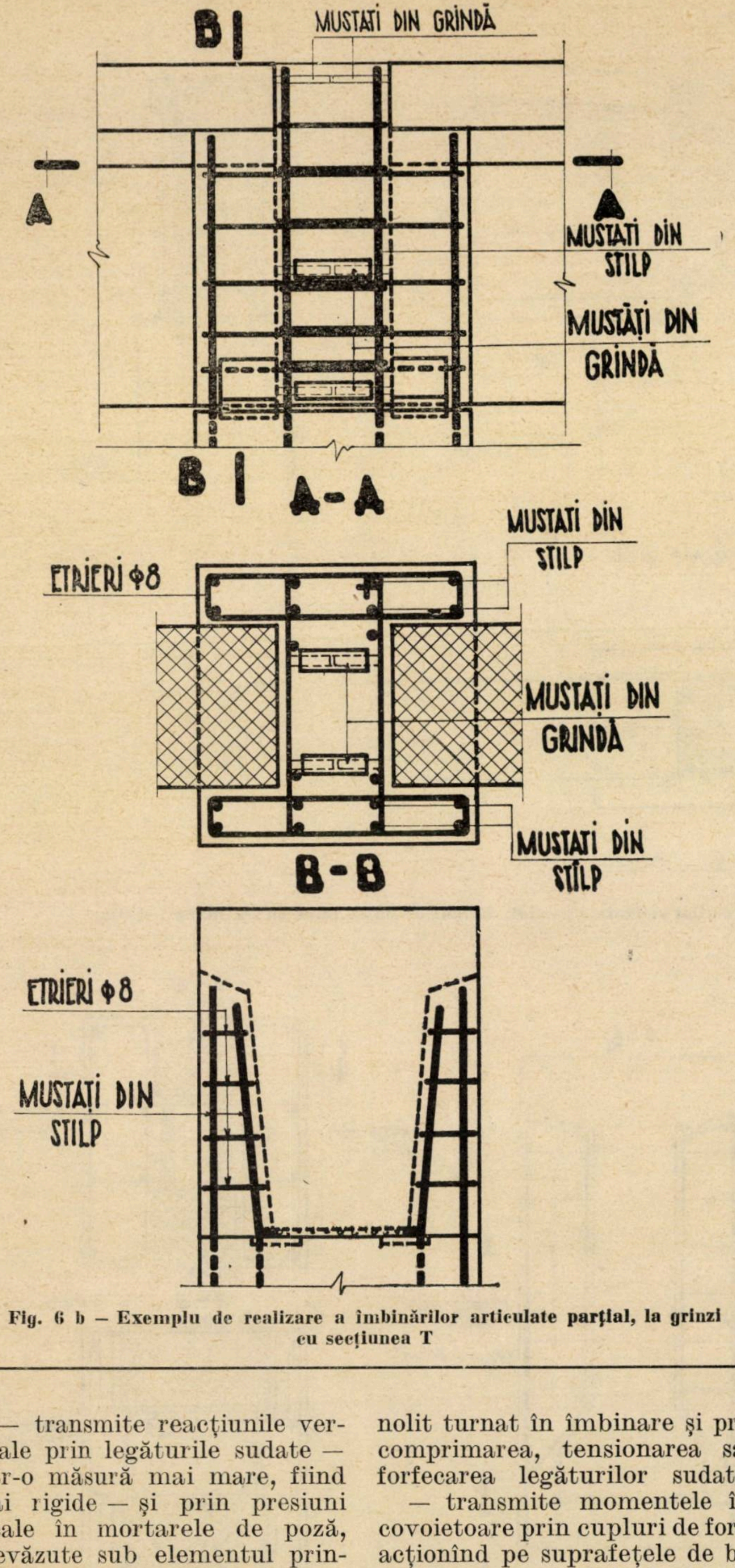


Fig. 6 b – Exemplu de realizare a îmbinărilor articulate parțial, la grinzi cu secțiunea T

— transmite reacțiunile verticale prin legăturile sudate — într-o măsură mai mare, fiind mai rigide — și prin presiuni locale în mortarele de poză, prevăzute sub elementul principal;

— transmite reacțiunile orizontale prin împănarea capătului de grindă în betonul monolit turnat în îmbinare și prin comprimarea, tensionarea sau forfecarea legăturilor sudate;

— transmite momentele încovoietoare prin cupluri de forțe acționînd pe suprafețele de beton în contact și în legăturile sudate sau betonate.

În ansamblul structurii, articulațiile parțiale de tip A_2 se caracterizează prin următoarele avantaje:

* Starea de eforturi în elementele structurii este clară și ușor de stăpînit prin calcul. Structura este static determinată pentru încărcările verticale și este puțin sensibilă la cedări de reazem.

* Elementele principale sînt puse în condiții identice de solicitare, în toate deschiderile, ceea ce permite folosirea unui singur tip de prefabricate la întreaga construcție, fără supradimensionări, cu consecințe favorabile de ordin economic.

* Industrializarea execuției prefabricatelor este înlesnită prin reducerea numărului de variante de capacitate portantă.

* Industrializarea execuției la șantier este înlesnită prin adoptarea unor îmbinări simple și a unei tehnologii de montaj cu consum redus de manoperă la șantier.

* Solicitările seismice sînt mai reduse, dat fiind caracteristicile dinamice specifice structurilor elastice cu deformații orizontale mai mari.

* Distribuirea solicitărilor în elementul principal este com-

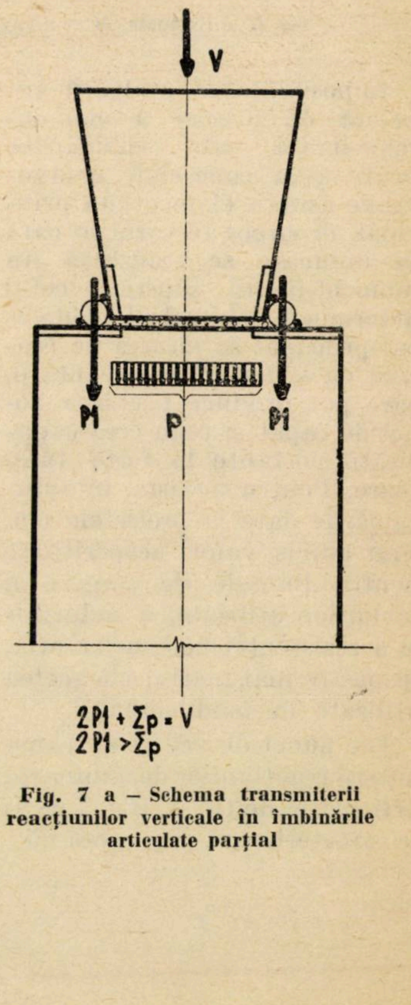


Fig. 7 a – Schema transmiterii reacțiunilor verticale în îmbinările articulate parțial

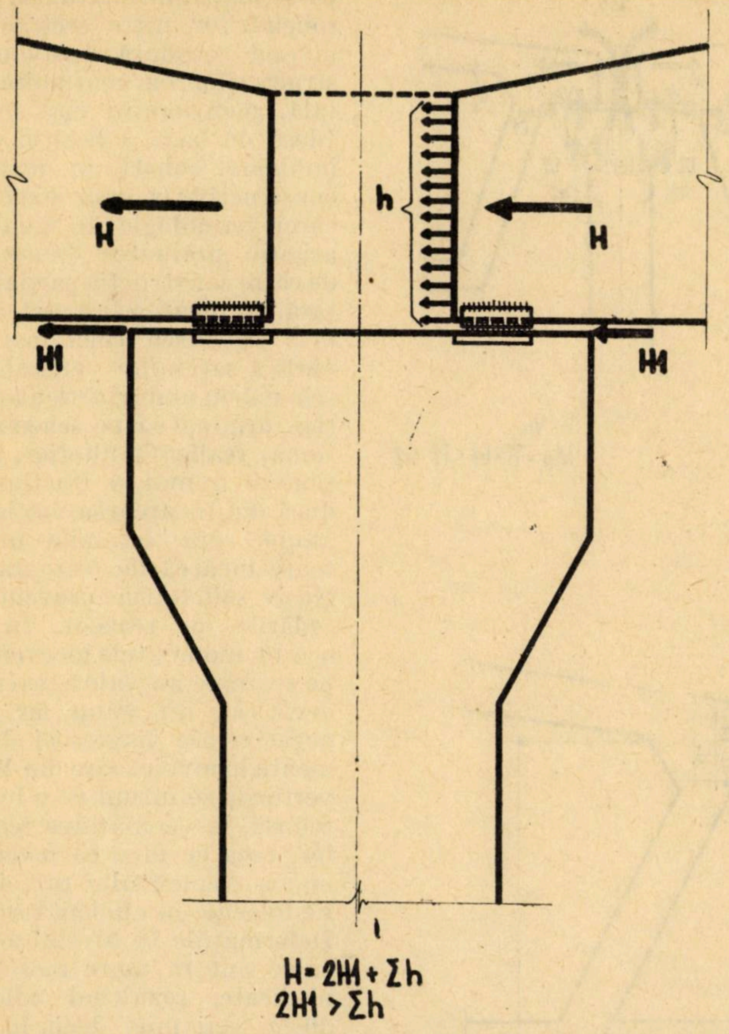


Fig. 7 b — Schema transmiterii reacțiunilor orizontale în îmbinările articulate parțial

patibilă cu ideea de prefabricare, deoarece solicitările maxime sînt în cîmp, adică în acele secțiuni care, făcînd parte integral din elementul prefabricat, beneficiază de condiții de execuție calitativ superioare.

* Siguranța construcției, sub acțiunea sarcinilor verticale și extraordinare, nu este în totalitate condiționată de calitatea execuției îmbinării la șantier.

În același timp, trebuie subliniate și unele consecințe nefavorabile, de care în proiectarea tip s-a ținut seama, și anume :

— Stabilitatea generală a construcției depinde exclusiv de capacitatea portantă a încastrării stîlpilor în fundații, deoarece capacitatea de lucru mecanic la moment încovoietor a îmbinării este epuizată sub acțiunea sarcinilor verticale de exploatare.

— Rezervele de capacitate portantă a structurii sînt mici, ele putîndu-se realiza numai prin plastificarea secțiunilor de la baza stîlpilor ; viteza de transformare a structurii în mecanism, la valori importante de creștere a sarcinilor orizontale, este mare, stîlpii centrali plastificîndu-se la valori mici de sarcină suplimentară în comparație cu cei marginali.

— Stîlpii rezultă cu lungimi de flambaj de circa 2 l, ceea ce necesită, în cazul înălțimilor mari de hale, pentru asigurarea condițiilor de sveltețe impuse de norme, adoptarea unor secțiuni alveolare, care prezintă dificultăți în execuție, în comparație cu secțiunile pline.

Avantajele și dezavantajele de mai sus, analizate din punct de vedere al ponderii și consecințele lor, au permis, practic, generalizarea tipului de îmbinare articulată parțial, la toate structurile tipizate alcătuite cu grinzi cu inimă plină, în special pentru faptul că transpunerea unor asemenea detalii la construcții executabile în proporții de masă putea fi considerată compatibilă cu posibilitățile reale de execuție pe șantier. În același timp, această îmbinare s-a impus și datorită creării unei puternice baze de producție a grinzilor cu inimă plină în fabricile C.I.P.B., soluție care s-a dovedit a fi cea mai eficientă din punct de vedere al industrializării și care, începînd cu perioada anilor 1966—1968, se aplică pe o scară mare la noi în țară ; pentru asemenea tipuri

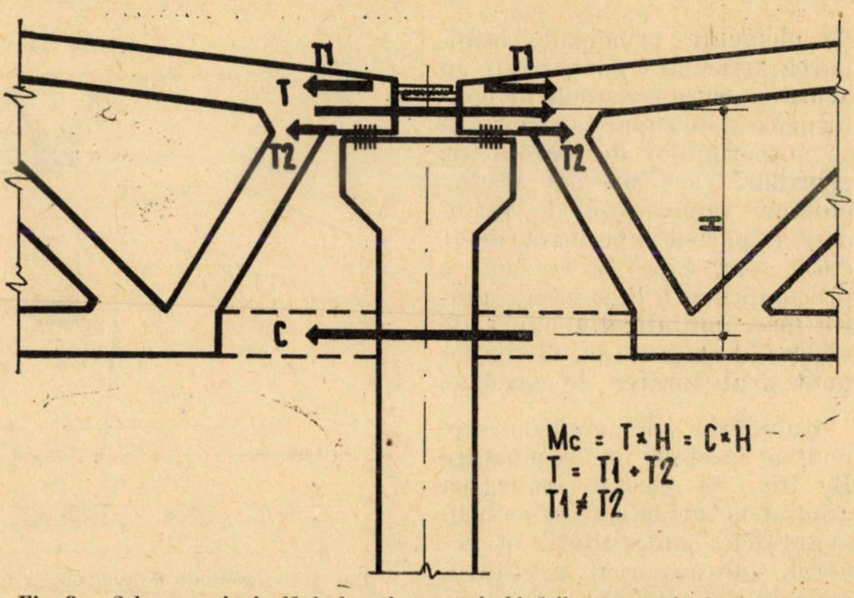


Fig. 8 — Schema principală de funcționare a îmbinărilor cu continuitate parțială

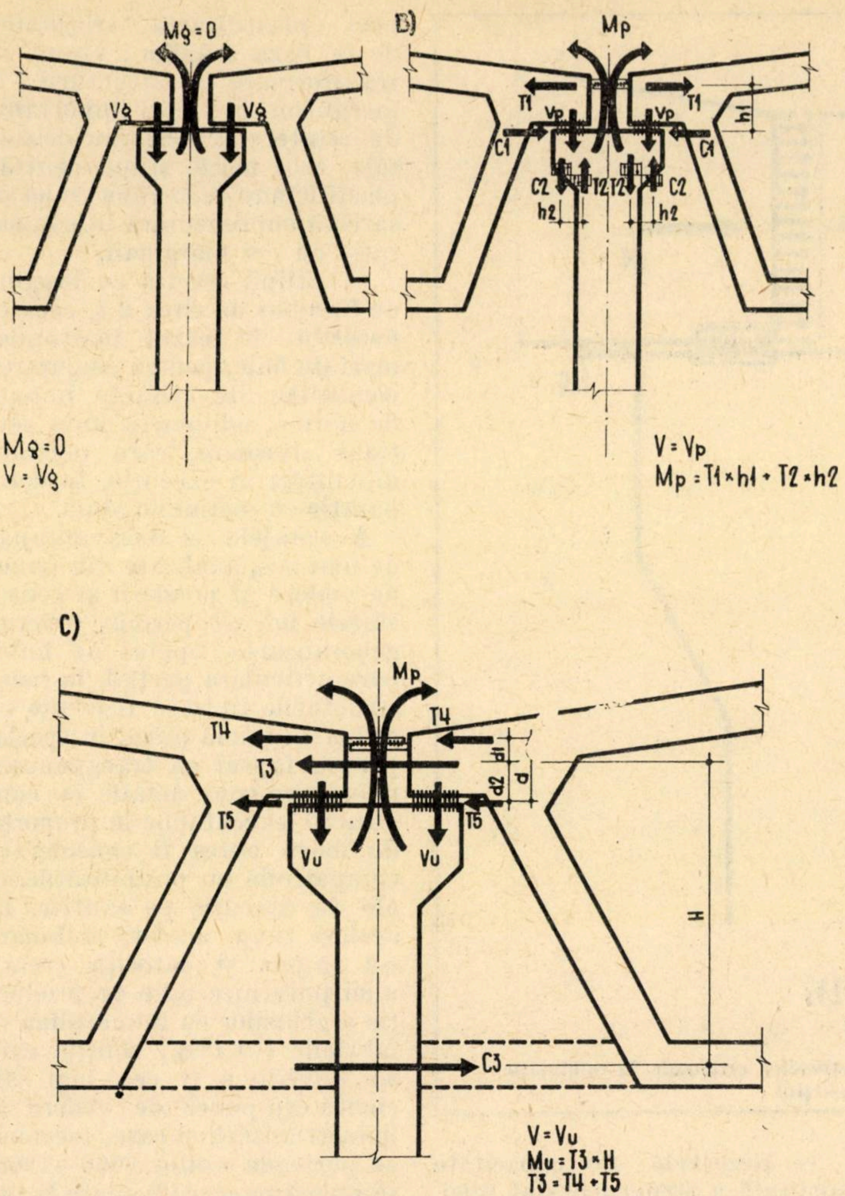

Mq=0
Vq
Vq
Mq=0
V=Vq
b)
Mp
T1
Vp
Vp
T1
h1
C1
C1
C2
T2
T2
C2
h2
h2
V=Vp
Mp=T1×h1+T2×h2
c)
Mp
T4
T4
T3
d1
d2
d
T5
T5
Vu
Vu
H
C3
V=Vu
Mu=T3×H
T3=T4+T5

Fig. 9 a, b,c — Etapele de realizare a îmbinărilor cu continuitate parţială

de elemente principale, îmbinarea articulată parţial este în acord cu caracteristicile de conformare şi de capacitate portantă a secţiunilor de reazem ale grinzilor, care nu pot prelua eforturi importante de întindere la partea superioară, decît dacă s-ar face la reazeme o precomprimare la şantier, soluţie inacceptabilă din punct de vedere al consumului de manoperă şi al duratei de execuţie.

Îmbinările de continuitate pentru sarcinile de exploatare B_2 (fig. 8) permit realizarea unor structuri la care se menţin avantajele continuităţii în general, sub raportul rigidităţii, capacităţii portante, stabilităţii şi distribuirii avantajoase a solicitărilor între secţiuni, eliminînd totodată dezavantajele structurilor cu continuitate totală, menţionate mai înainte. Ideea de bază a acestui tip de îmbinare constă în realizarea constructivă a unor structuri a căror tehnologie de montaj să asigure preluarea diferenţiată, de către construcţia parţial montată, a încărcărilor exterioare, prin aplicarea celei mai mari părţi a sarcinilor verticale pe o schemă cu noduri articulate parţial, urmînd ca pe schema continuă, realizată ulterior, să acţioneze numai o fracţiune redusă din încărcarea verticală, şi anume din sarcinile utile şi toate încărcările orizontale, inclusiv solicitările provenite din cedările de reazem. În felul acesta, momentele încovoietoare pe reazeme au valori mai reduse decît cele din cîmp, iar zonele negative ale diagramei de momente încovoietoare din sarcini verticale se întind pe o lungime redusă, în vecinătatea reazemelor, ceea ce face ca precomprimarea elementului principal să fie folosită cu eficienţă ridicată. Deformaţiile la nivelul acoperişului sînt în mare măsură împiedicate, rezultînd valori cu 30 % mai mici decît în cazul îmbinărilor articulate parţial.

Asemenea tipuri de îmbinări s-au folosit, începînd cu perioada 1964—1966, la structurile realizate cu ferme din beton precomprimat de tip lenticular

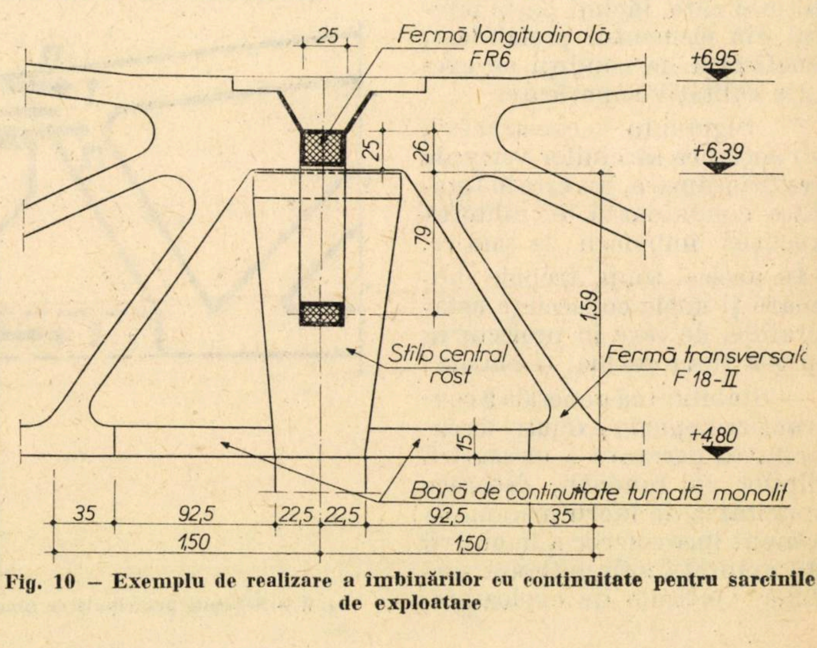

25
Fermă longitudinală
FR6
+6,95
25
26
+6,39
79
1,59
Stîlp central
rost
Fermă transversală
F 18-II
15
+4,80
Bară de continuitate turnată monolit
35
92,5
22,5
22,5
92,5
35
1,50
1,50

Fig. 10 — Exemplu de realizare a îmbinărilor cu continuitate pentru sarcinile de exploatare

şi se execută (fig. 9 *a*, *b*) în următoarele etape :

a. Pozarea fermelor la capetele stîlpilor — nod articulat pentru solicitarea din greutatea proprie a fermei.

b. Realizarea legăturilor de continuitate la partea inferioară şi superioară a reazemului fermelor — nod articulat parţial pentru solicitările provenite din încărcarea cu elementele secundare şi încărcările permanente din subansamblurile de acoperiş.

c. Realizarea legăturii de continuitate de la talpa inferioară a fermei — nod cu continuitate parţială pentru solicitările verticale utile şi solicitările orizontale.

Adoptarea unor asemenea tipuri de îmbinări (fig. 10) introduce în ansamblul structural următoarele caracteristici :

- Stîlpii rezultă cu lungimi de flambaj mai reduse $l_f = (1,2 \div 1,5)\ l$, datorită prezenţei nodurilor rigide la îmbinarea cu elementele principale ; aceasta permite reducerea dimensiunilor secţiunilor transversale, rezultînd consumuri mai mici şi în acelaşi timp o compensare a efectului rigidităţii structurii la determinarea sarcinilor seismice şi a solicitărilor din variaţiile de temperatură.
- Elementele principale au o stare complexă de solicitare datorită participării lor la preluarea tuturor sarcinilor verticale şi orizontale, în condiţiile realizării legăturilor cu stîlpii în etape diferite.
- La acţiunea cutremurului, sarcinile seismice se dezvoltă pe o structură cu noduri rigide, structura prezentînd o deformabilitate mai mică, rezultînd deci solicitări mai mari în raport cu solicitările dezvoltate în structurile cu noduri articulate parţial, prezentate anterior.
- Structurile avînd îmbinări de continuitate parţială prezintă rezerve de capacitate portantă mai mari ca urmare a creşterii gradului de nedeterminare statică.

De exemplu, rezerva de capacitate portantă a elementului principal, la acţiunea sarcinilor verticale, evaluată ca raportul dintre sarcina care produce distrugerea acestuia, prin transformarea lui în mecanism, şi sarcina corespunzătoare apariţiei articulaţiilor plastice pe reazeme este de cca 1,20.

- Realizarea continuităţilor parţiale în îmbinări dă construcţiei, în ansamblul ei, un caracter mai rigid şi, în felul acesta, o conformare corespunzătoare clădirilor cu înălţime mare acţionate de mijloace de transport grele, care pot produce vibraţii şi la care se cer limitări severe ale deformaţiilor.

Adoptarea acestui tip de îmbinare la halele parter tipizate s-a făcut, după cum s-a arătat, numai pentru structurile realizate cu ferme, acest tip de element principal, spre deosebire de grinzile cu inimă plină, prezentînd o conformare corespunzătoare preluării momentelor de continuitate cu valori mari, prin cupluri de forţe axiale acţionînd în stîlpi. În ultima perioadă, structurile avînd ca elemente principale ferme realizate din panouri prefabricate asamblate la şantier se utilizează într-o măsură din ce în ce mai redusă, datorită consumului de manoperă ridicat la şantier, astfel că tipul de îmbinare B_2 se aplică şi el mai rar.

★

Analizele de conformare a îmbinărilor, prezentate sumar mai sus, au permis fundamentarea unei concepţii de rezolvare a acestor delicate zone ale construcţiei, în principal în funcţie de caracteristicile geometrice şi de conformare ale elementului principal. Îmbinările articulate parţial s-au generalizat pentru structurile alcătuite cu grinzi cu inimă plină şi la unele cazuri cu ferme, dar fără continuitatea tălpii inferioare, în timp ce îmbinările cu continuitate parţială s-au utilizat numai la structurile cu ferme, avînd continuizări la ambele tălpi. Alegerea tipului de îmbinare şi deci, indirect, alegerea tipului de element principal trebuie făcută şi în funcţie de înălţimea construcţiei ; structurile cu înălţimi mici — $H = 4,80 \div 6,00$ m — avînd îmbinări articulate revin mai economice cu 8 % la consumul de beton şi 16 % la consumul de oţel, în comparaţie cu cele avînd îmbinări de continuitate.

Construcţiile mai înalte — $H = 7,20 \div 9,60$ m — realizate cu îmbinări de continuitate pot prezenta reduceri ale consumului de beton cu circa 5 %, la un consum de metal identic, în comparaţie cu acelea realizate cu îmbinări articulate. Putem însă aprecia că diferenţele de consumuri de materiale semnalate mai sus nu pot, singure, decide alegerea tipului de îmbinare, aceasta fiind în fapt o consecinţă directă a alegerii tipului de elemente principale pe considerentele generale de conformare a construcţiei, corespunzător cerinţelor de exploatare.

III.2. ***Element secundar — element principal. Element secundar— element secundar***

În cadrul concepţiei de ansamblu privind realizarea structurilor de hale parter, elementelor secundare de acoperiş le revin în principal două roluri :

a. preluarea şi transmiterea la elementele portante principale a încărcărilor din subansamblurile de termo şi hidroizolaţie, precum şi a sarcinilor utile din încărcarea cu zăpadă şi spaţiu tehnic ;

b. realizarea unei şaibe rigide la forţe acţionînd în planul acoperişului, astfel încît, uniformizînd caracteristicile dinamice şi de deformare a structurilor portante verticale paralele, să se realizeze o încărcare a acestora cu sarcini masice proporţionale cu rigidităţile lor.

Soluţiile de îmbinare a elementelor secundare, atît pe elementele principale, cît şi între ele, au fost astfel concepute încît ansamblul acoperişului să poată satisface cele două roluri. Conformarea corespunzătoare satisfacerii condiţiilor de la punctul a. nu prezintă dificultăţi, elementele prefabricate fiind calculate ca elemente simplu rezemate pe grinzile principale, îmbinarea avînd deci numai un caracter constructiv de tipul A_2, analizat anterior. Satisfacerea condiţiilor de şaibă a necesi-

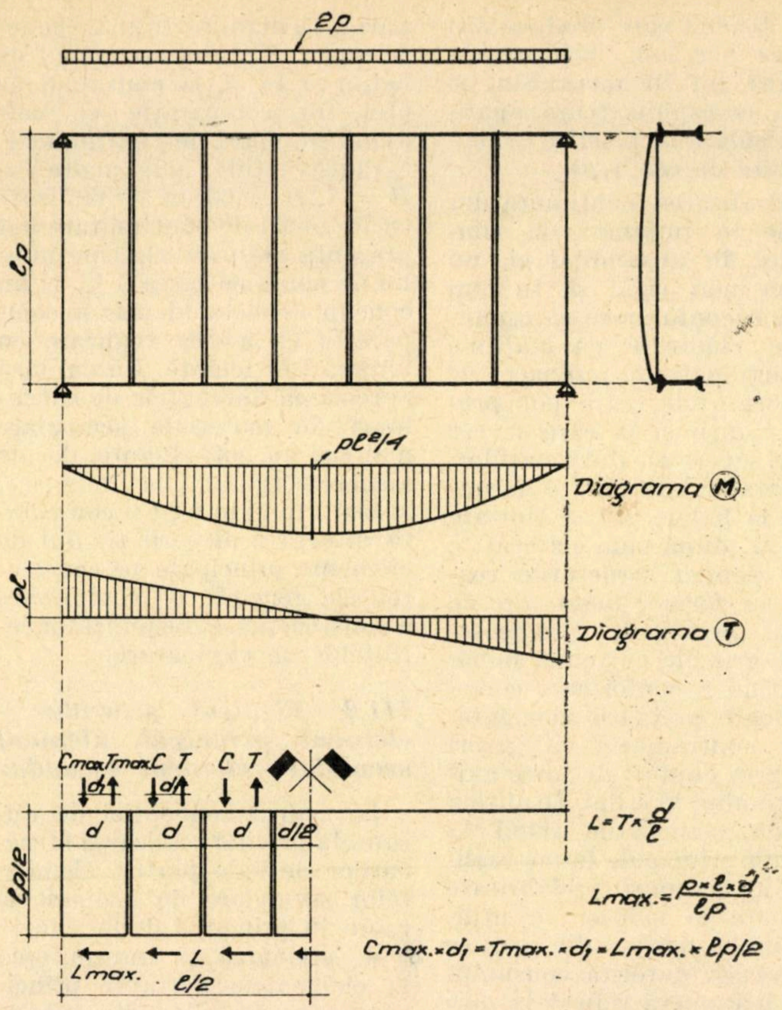

ep
ℓp
pℓ²/4
Diagrama (M)
pℓ
Diagrama (T)
Cmax Tmax C T C T
d1 d1
d d d d/2
ℓp/2
L=T×d/ℓ
Lmax.=p×ℓ×d/ℓp
Cmax.×d1=Tmax.×d1=Lmax.×ℓp/2
L
Lmax.
ℓ/2

Fig. 11 — Schema de lucru a acoperişului realizat cu elemente prefabricate, avînd rosturile longitudinale inactive

tat însă analize aprofundate ale conformării raţionale a structurilor rezistente la sarcini seismice şi, în paralel, o analiză a condiţiilor reale de execuţie la şantier, pentru a fixa ipoteze de calcul acoperitoare, astfel încît siguranţa construcţiei să fie în toate cazurile realizată.

Pe baza acestor analize a rezultat necesitatea :

— realizării unor structuri flexibile, caracterizate prin perioade proprii de vibraţie cuprinse între 0,6 — 1,5 s, ceea ce conduce la obţinerea unor sarcini seismice mai reduse ;

— asigurării, pentru sistemele portante verticale paralele, a unor caracteristici dinamice şi de deformaţie egale sau asemănătoare, ceea ce face ca la nivelul şaibei de acoperiş transportul de sarcină masică să fie nul sau minim, reducîndu-se astfel solicitarea în îmbinările prefabricatelor ce alcătuiesc şaiba acoperişului.

Determinarea valorilor de calcul ale îmbinărilor a avut în vedere, după cum s-a arătat, şi unele defecţiuni de execuţie ce se pot produce în unele situaţii, ca de exemplu obţinerea unor rosturi longitudinale dintre elementele secundare inactive, ca urmare a nerealizării totale sau parţiale a umplerii cu mortar a acestora ; această ipoteză a impus suplimentarea legăturilor din îmbinarea pe elementul principal, dintr-un calcul pe o schemă de panou Vierendeel, avînd drept montanţi elementele secundare şi drept tălpi elementele principale (fig. 11).

Soluţiile de îmbinări adoptate în proiectele tip, avînd drept bază de determinare a solicitărilor ipotezele de calcul arătate, sînt diferenţiate în funcţie de cele trei categorii de elemente secundare utilizate curent în prezent, şi anume :

1. Chesoane de 1,5 şi 3,0 × 6,0 m
2. Elemente de suprafaţă — chesoane, TT curb şi T curb de 12÷18 m lungime
3. Plăci din beton celular autoclavizat de 6,00 m lungime.

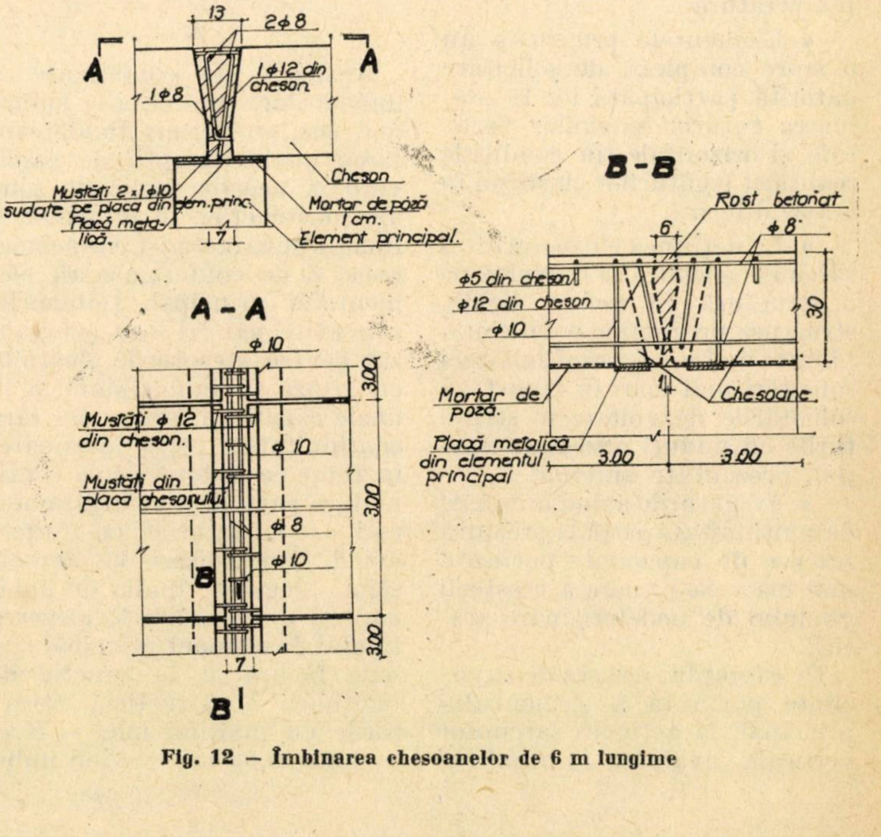

13
2φ8
A
A
1φ12 din cheson
1φ8
Cheson
Mustăţi 2×1φ10 sudate pe placa din elem.princ.
Placă metalică.
Mortar de poză 1 cm.
7
Element principal.
A-A
φ10
Mustăţi φ12 din cheson.
φ10
Mustăţi din placa chesonului
φ8
φ10
300
300
300
B
B
7
B-B
Rost betonat
6
φ8
φ5 din cheson
φ12 din cheson
φ10
30
Mortar de poză
Chesoane
Placă metalică din elementul principal
3.00
3.00

Fig. 12 — Îmbinarea chesoanelor de 6 m lungime

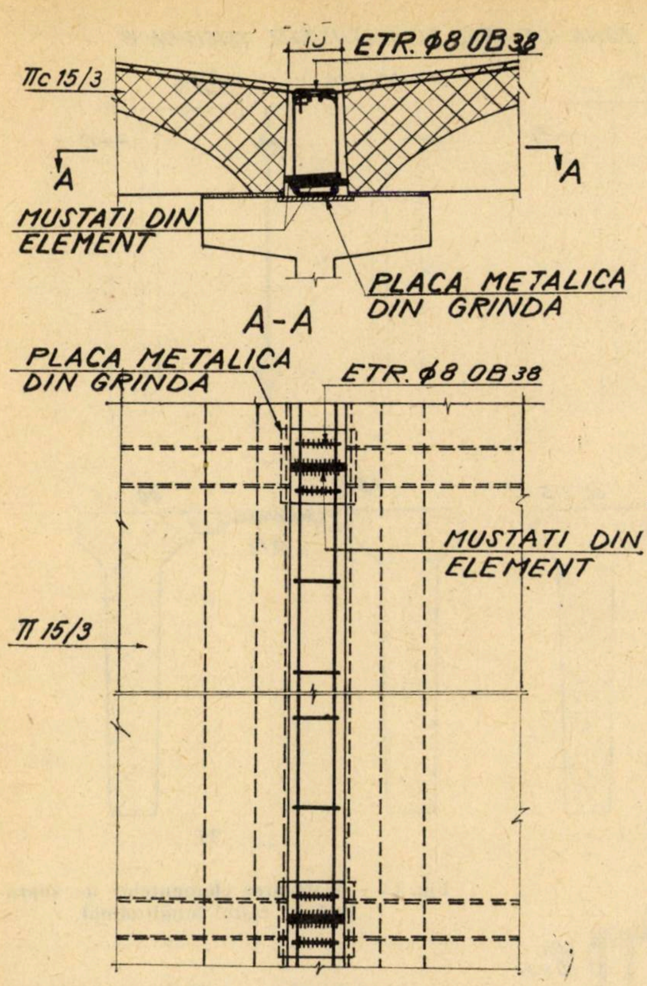

15
ETR. ϕ8 OB38
TTc 15/3
A
A
MUSTATI DIN ELEMENT
PLACA METALICA DIN GRINDA
A-A
PLACA METALICA DIN GRINDA
ETR. ϕ8 OB38
MUSTATI DIN ELEMENT
TT 15/3

Fig. 13 a — Îmbinarea elementului TT curb cu elementul principal — zone neseismice

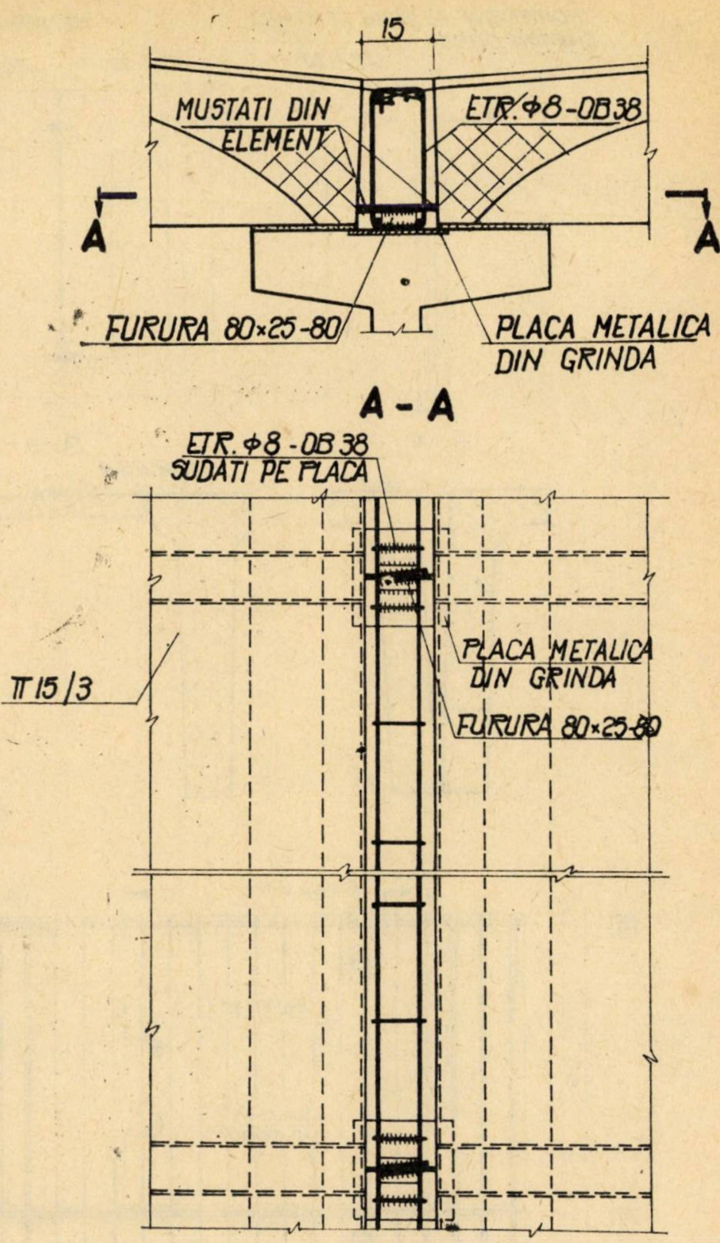

15
MUSTATI DIN ELEMENT
ETR. ϕ8-OB38
A
A
FURURA 80×25-80
PLACA METALICA DIN GRINDA
A - A
ETR. ϕ8 - OB 38 SUDATI PE PLACA
PLACA METALICA DIN GRINDA
FURURA 80×25-80
TT 15/3

Fig. 13 b — Îmbinarea elementului TT curb cu elementul ◀ principal — zone cu seismicitate mare

Chesoanele de acoperiș de 6,00 m lungime cu secțiune constantă, aplicate de aproape 20 de ani la realizarea acoperișurilor de construcții industriale, prezintă un detaliu de îmbinare practic neschimbat în acest interval (fig. 12), constînd în :

— betonarea și petrecerea de mustăți-bucle în rostul de deasupra elementului principal ;

— matarea cu mortar a spațiului dintre nervurile longitudinale adiacente, avînd un profil astfel studiat încît să rezulte un efect de împănare la solicitările verticale și astfel asigurarea unei conlucrări generale.

În cazul realizării unei matări corecte a rosturilor longitudinale, șaiba realizată de ansamblul chesoanelor poate prelua eforturi de lunecare, comparabile cu acelea care rezultă din calculul ansamblului, considerat acționat de forțe în planul lui, provenite din sarcina masică aferentă. În caz contrar, partea inferioară a buclelor ce se betonează în rostul transversal poate asigura atît transmiterea forțelor tăietoare, cît și a forțelor axiale rezultate din calculul de panouri Vierendeel.

Elementele de suprafață de tip cheson TT și T, cu extradosul curb, se îmbină cu elementele principale pe care reazemă, în mod asemănător (fig. 13 *a*, *b*), în funcție de intensitatea zonei seismice ; asigurarea preluării eforturilor de lunecare între elementele adiacente se realizează fie prin sudarea unor plăcuțe metalice de adaos cu plăcile metalice prevăzute la turnarea în aripile elementelor, fie prin sudarea unor mustăți, lăsate în șicane practicate în aripi, și betonare ulterioară (fig. 14).

Plăcile din beton celular autoclavizat de 6,00 m lungime — cele de 3,00 m lungime, datorită consumului mare de manoperă, nu mai sînt acceptate în prezent — prin specificul tehnologiei de prefabricare, nu pot fi prevăzute la fabricație cu mustăți. Realizarea unor legături sudate ulterior montajului nu este, de asemenea, posibilă,

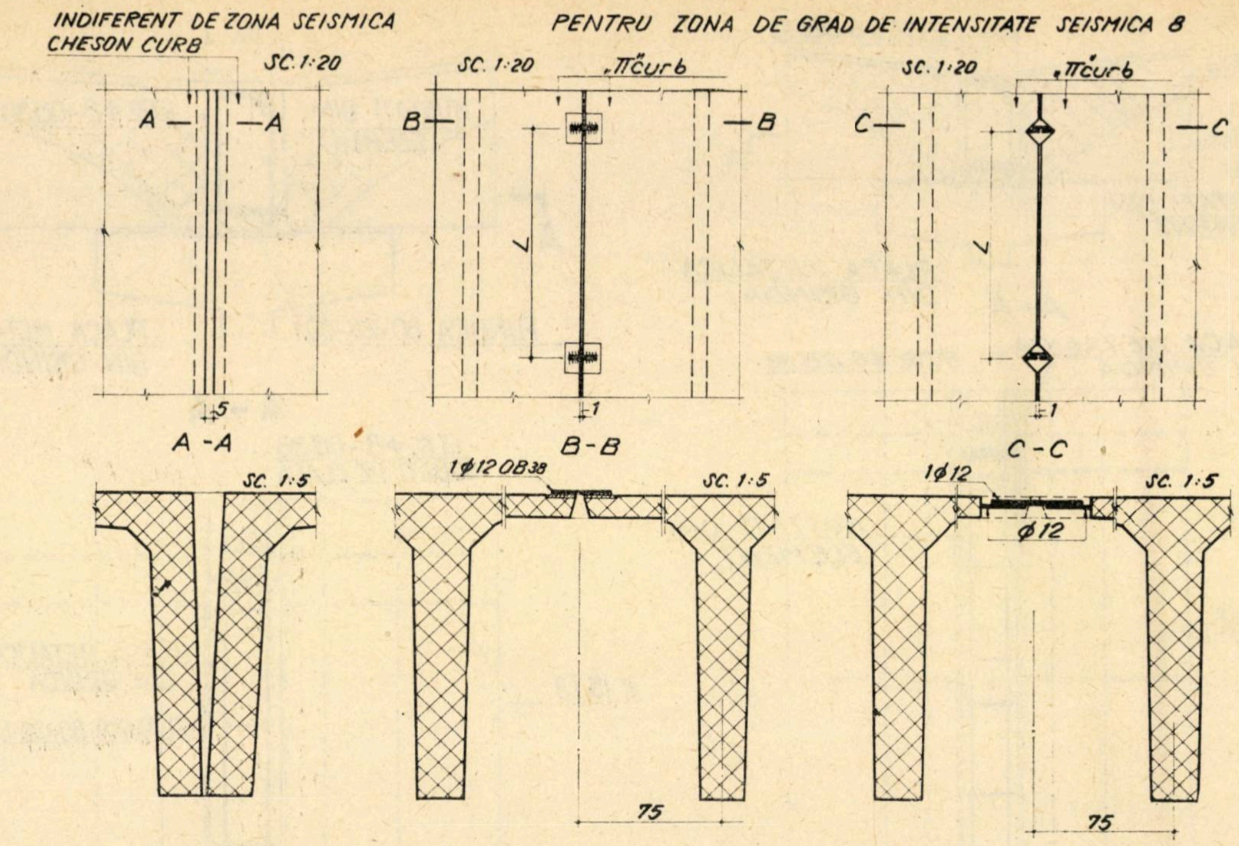

INDIFERENT DE ZONA SEISMICA
CHESON CURB
PENTRU ZONA DE GRAD DE INTENSITATE SEISMICA 8
SC. 1:20
SC. 1:20
SC. 1:20
ΠCurb
ΠCurb
A
A
B
B
C
C
L
L
5
1
1
A - A
B - B
C - C
SC. 1:5
SC. 1:5
SC. 1:5
1ϕ12 OB38
1ϕ12
ϕ12
75
75

Fig. 14 – Îmbinarea elementelor de suprafață la rostul longitudinal

dată fiind imposibilitatea prevederii la turnare a unor plăcuțe metalice înglobate. În această situație, pînă la realizarea unui program de experimentări pe modele la scara 1/1 privind comportarea șaibelor de acoperiș realizate cu plăci din beton celular autoclavizat — actualmente în curs de desfășurare — acestea au fost admise numai pentru construcții ce nu sînt situate în zone seismice (fără prevederea unor alte sisteme de contravîntuire a acoperișului).

Principiul de îmbinare (fig. 15) constă în crearea, ulterior montajului, a unor praguri cilindrice forate, comune pentru două plăci adiacente, dispuse de-a lungul rostului longitudinal, în care se încastrează barele de oțel-beton prevăzute la partea superioară a rostului, petrecute deasupra și în ambele părți ale elementului principal.

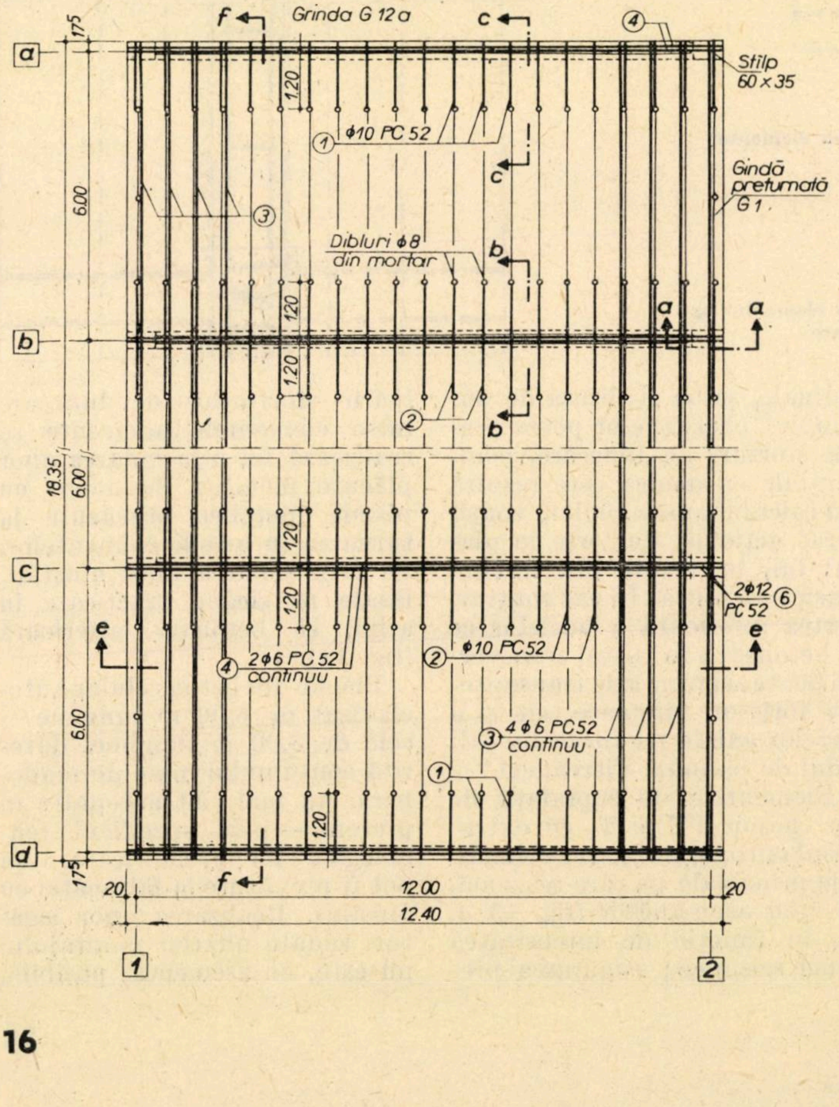

f
Grinda G 12a
c
④
Stîlp 60×35
a
b
c
d
175
120
①
ϕ10 PC 52
c
Gindă pretumată G1
6.00
③
Dibluri ϕ8 din mortar
b
120
a
a
120
120
②
b
18.35
6.00
120
120
2ϕ12 PC52
⑥
e
e
④
2ϕ6 PC 52 continuu
②
ϕ10 PC52
6.00
③
4 ϕ 6 PC52 continuu
①
120
175
f
20
12.00
20
12.40
1
2

Fig. 15 – Îmbinarea plăcilor din beton celular autoclavizat – dispoziție generală de acoperiș

În felul acesta se creează, pe de o parte, posibilitatea preluării de lunecări între plăci, prin rezistența la forfecare a panei cilindrice, iar pe de altă parte, posibilitatea descărcării reacțiunilor din încărcarea cu sarcinile masice proprii la elementul principal (fig. 16).

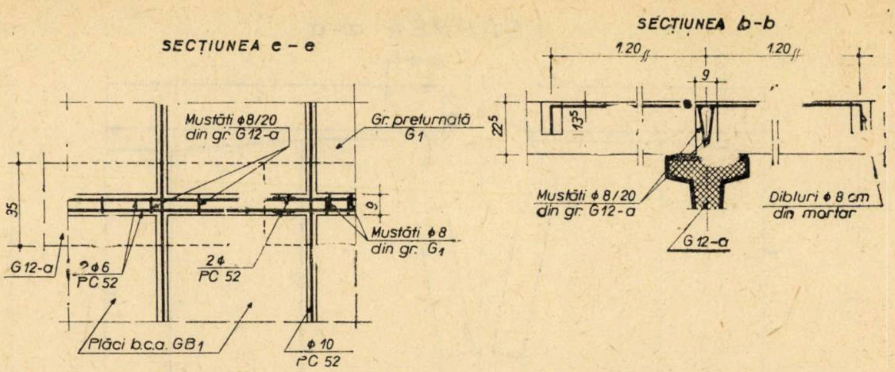

SECȚIUNEA e – e
Mustăți ϕ8/20 din gr. G12-a
Gr. preturnată G1
35
9
Mustăți ϕ8 din gr. G1
G12-a
2ϕ6 PC 52
2ϕ PC 52
Plăci b.c.a. GB1
ϕ 10 PC 52
SECȚIUNEA b-b
1.20
1.20
9
22,5
13,5
Mustăți ϕ 8/20 din gr. G12-a
Dibluri ϕ 8 cm din mortar
G 12-a

Fig. 16 — Îmbinarea plăcilor din beton celular autoclavizat — secțiune prin rost longitudinal

Trebuie să admitem însă că soluțiile adoptate, stabilite pe baza experienței firmei producătoare a echipamentului tehnologic importat, reclamă un consum de manoperă la șantier exagerat de mare, ceea ce face ca interesul constructorilor pentru această soluție să nu fie, pe bună dreptate, deosebit de mare. Experimentările pe prototipuri de șaibă în curs de desfășurare și experiența lor de folosire în viitor vor trebui să fundamenteze noi soluții de îmbinare, care să satisfacă, în aceeași măsură ca și restul tipurilor de prefabricate de acoperiș, dezideratul major privind reducerea manoperei consumate la șantier pentru realizarea îmbinărilor.

III.3. Îmbinarea grinzilor de rulare prefabricate

O mare parte a construcțiilor industriale parter sînt prevăzute cu poduri rulante circulînd pe căi de rulare montate pe grinzi de rulare prefabricate din beton armat sau beton precomprimat.

Îmbinările grinzilor de rulare sînt condiționate, în primul rînd, de modul lor de rezolvare (în beton armat sau în beton precomprimat) și, de asemenea, de rolul care li se atribuie în stabilitatea ansamblului structural, în totalitatea lui. Astfel, pentru traveele de 6,00 m, grinzile de rulare se pot executa în bune condiții cu elemente de beton armat, în timp ce pentru traveele de 12,00 m se impune adoptarea tipurilor realizate în beton precomprimat, date fiind condițiile de capacitate portantă și de deformabilitate necesar a fi asigurate.

Grinzile de rulare tipizate din beton armat, de 6,00 m lungime, calculate ca elemente simplu rezemate, sînt îmbinate pe consolele stîlpilor (fig. 17), cu prevederea unor legături de continuitate corespunzătoare unei valori de circa 30 % din valoarea momentului de simplă rezemare din mijlocul deschiderii. Îmbinarea comportă betonarea locală a spațiului dintre grinzi, în care sînt incluse atît armăturile de continuitate ale grinzilor, cît și mustăți din stîlp și consola de rezemare prin care se asigură preluarea reacțiunilor verticale și orizontale ale grinzii. Un asemenea tip de îmbinare permite obținerea, prin însăși grinzile de rulare a unor elemente de rigidizare longitudinală a ansamblului structural, deoarece îmbinarea permite distribuirea, la întreg șirul de stîlpi, a forțelor longitudinale provenite din frînarea sau tamponarea podului la capetele construcției; în același timp, aceste îmbinări realizează și o semicontinuitate funcție de orientarea solicitării, putîndu-se deci lua în considerare crearea unor cadre longitudinale alcătuite din grinzile de rulare și stîlpi, ceea ce permite reducerea solicitărilor în stîlpi și, de asemenea, satisfacerea condițiilor de deformabilitate a acestora.

Grinzile de rulare din beton precomprimat, de 12,00 m lun-

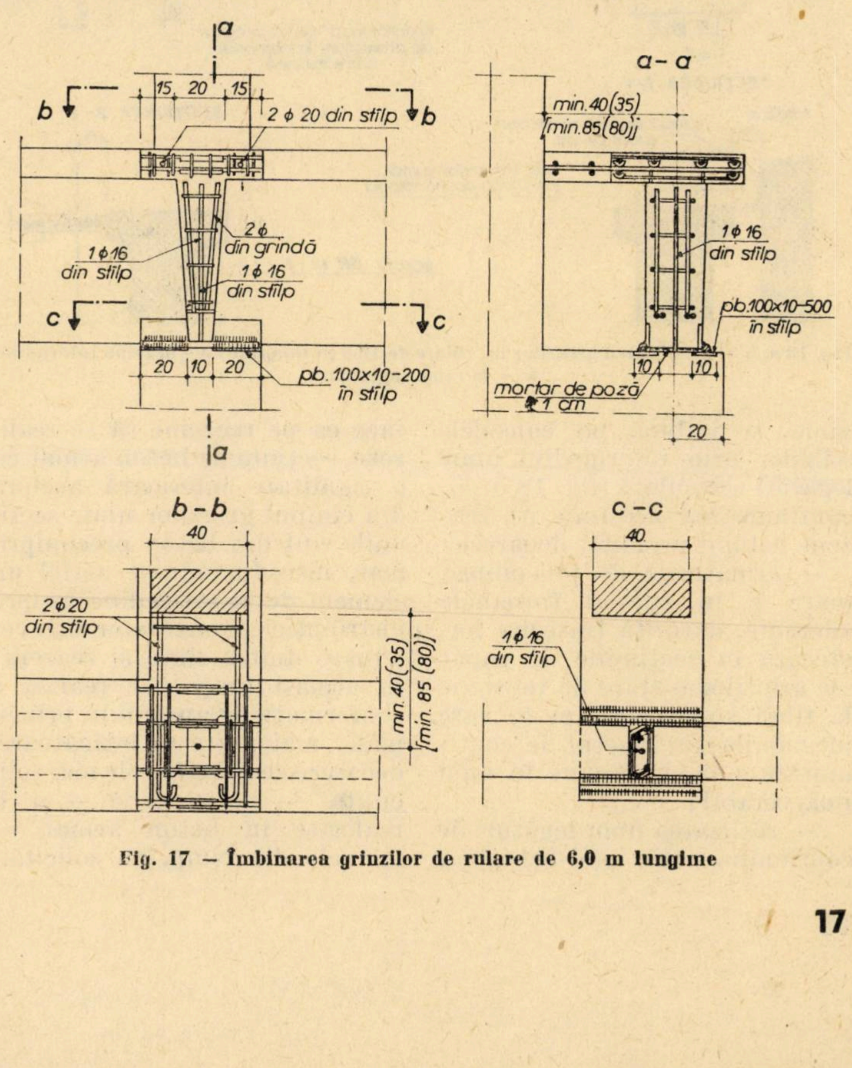
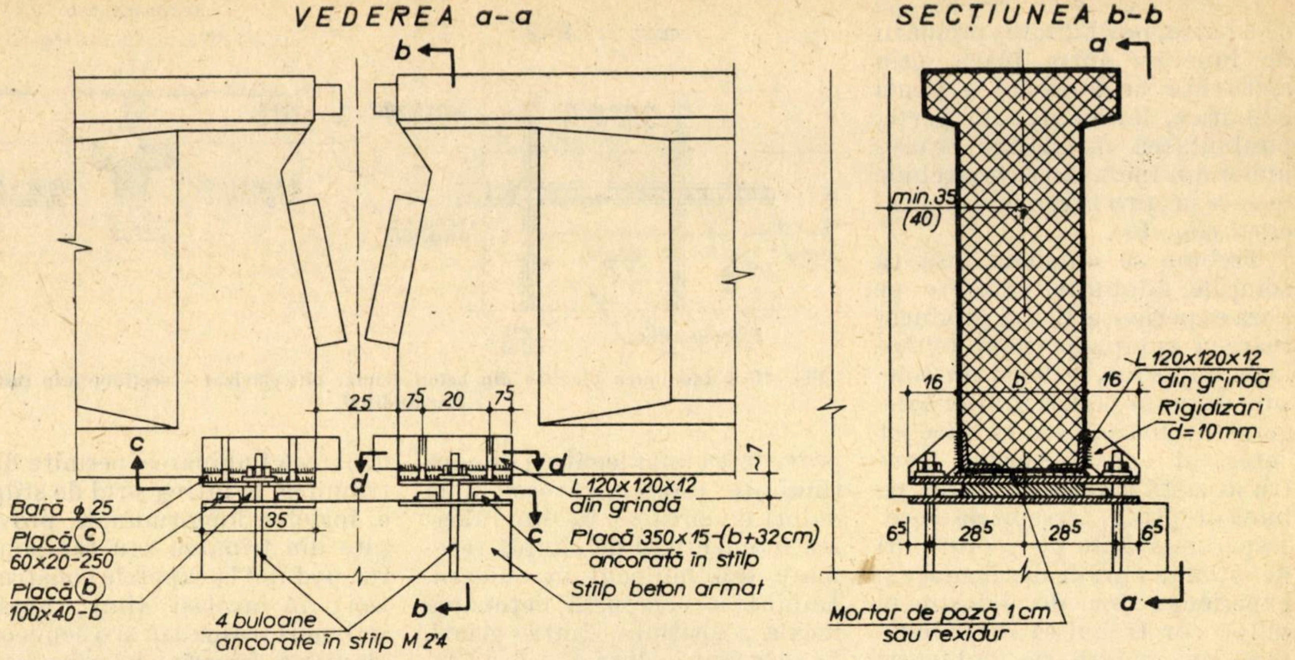
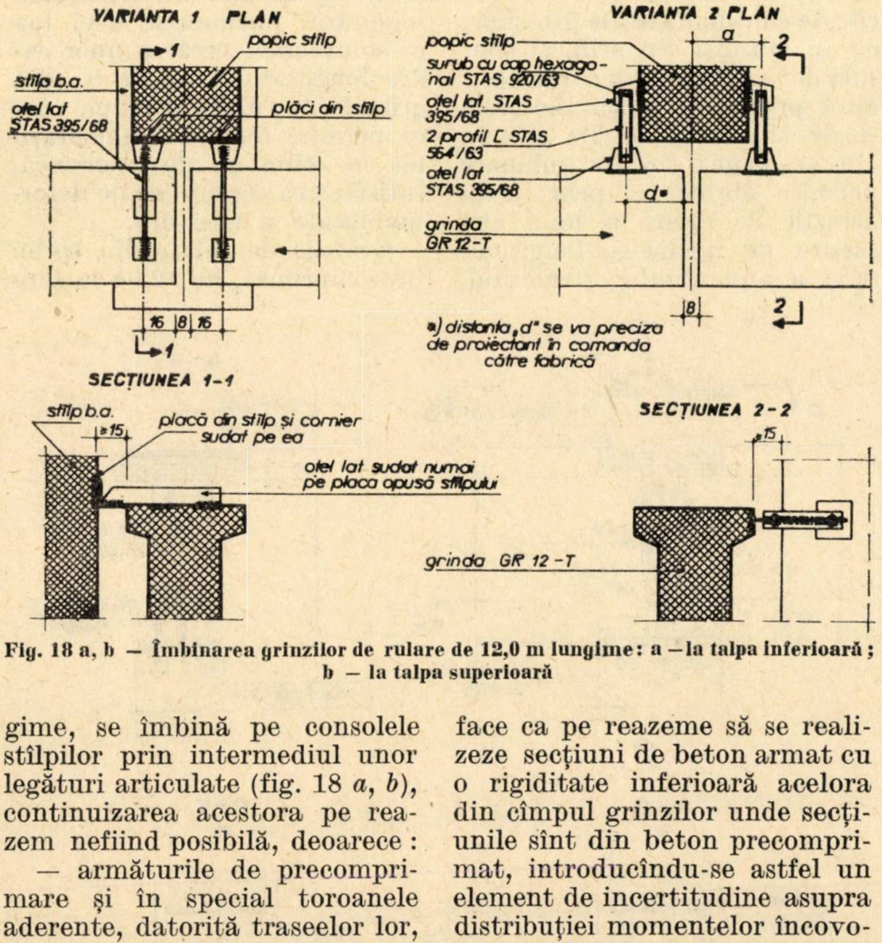

a
b
15
20
15
2 ϕ 20 din stîlp
b
2ϕ din grindă
1ϕ16 din stîlp
1ϕ 16 din stîlp
c
c
20
10
20
pb. 100x10-200 în stîlp
a
a – a
min.40(35)
min.85(80)
1ϕ 16 din stîlp
pb.100x10-500 în stîlp
10
10
mortar de poză 1 cm
20
b – b
40
2ϕ20 din stîlp
min. 40 (35)
min. 85 (80)
c – c
40
1ϕ16 din stîlp

Fig. 17 — Îmbinarea grinzilor de rulare de 6,0 m lungime


VEDEREA a-a
SECȚIUNEA b-b
b
a
25
7,5
20
7,5
c
d
~7
Bară ϕ 25
Placă ⓒ 60×20-250
Placă ⓑ 100×40-b
35
L 120×120×12 din grindă
Placă 350×15-(b+32cm) ancorată în stîlp
Stîlp beton armat
4 buloane ancorate în stîlp M 24
min.35 (40)
16
16
L 120×120×12 din grindă
Rigidizări d=10mm
6,5
28,5
28,5
6,5
Mortar de poză 1cm sau rexidur


VARIANTA 1 PLAN
popic stîlp
stîlp b.a.
oțel lat STAS 395/68
plăci din stîlp
16
8
16
1
VARIANTA 2 PLAN
popic stîlp
șurub cu cap hexagonal STAS 920/63
oțel lat STAS 395/68
2 profil [STAS 564/63
oțel lat STAS 395/68
a
d*
grinda GR 12-T
8
2
*) distanța „d" se va preciza de proiectant în comanda către fabrică
SECȚIUNEA 1-1
stîlp b.a.
≥15
placă din stîlp și cornier sudat pe ea
oțel lat sudat numai pe placa opusă stîlpului
grinda GR 12-T
SECȚIUNEA 2-2
15

▲ a.

b. ◄

Fig. 18 a, b — Îmbinarea grinzilor de rulare de 12,0 m lungime: a — la talpa inferioară; b — la talpa superioară

gime, se îmbină pe consolele stîlpilor prin intermediul unor legături articulate (fig. 18 *a*, *b*), continuizarea acestora pe reazem nefiind posibilă, deoarece:

— armăturile de precomprimare și în special toroanele aderente, datorită traseelor lor, creează în secțiunile de capăt ale grinzilor o stare de tensiune la fibra superioară, peste care întinderile din efectul de continuitate s-ar suprapune în mod nefavorabil;

— realizarea unor legături de continuitate din oțel-beton ar face ca pe reazeme să se realizeze secțiuni de beton armat cu o rigiditate inferioară acelora din cîmpul grinzilor unde secțiunile sînt din beton precomprimat, introducîndu-se astfel un element de incertitudine asupra distribuției momentelor încovoietoare dintre cîmp și reazem; în același timp s-ar realiza o conformare de ansamblu principială, mai puțin satisfăcătoare, deoarece secțiunile cele mai solicitate — pe reazeme — ar fi realizate în beton armat — iar cele din cîmp, cu solicitări mai reduse, din beton precomprimat;

— o asemenea soluție implică un consum ridicat de manoperă la șantier, în paralel cu o execuție specializată.

Articularea grinzilor de rulare precomprimate pe consolele stîlpilor impune prevederea, în ansamblul structural, a unor alte elemente de rigidizare longitudinală, prin care să se asigure condițiile de preluare a solicitărilor orizontale la nivelul căii de rulare, precum și condițiile de deformabilitate a stîlpilor, cum ar fi: travee contravîntuite, cadre portal, crearea unor cadre longitudinale separate și altele.

IV. TIPURI DE ÎMBINĂRI ADOPTATE LA STRUCTURI DE HALE ETAJATE

IV.1. Elemente principale de structuri

Realizarea din elemente prefabricate a structurilor etajate tipizate pentru construcții industriale reprezintă o soluție mai recentă, primele proiecte tip datînd din anii 1968—1970, deși studii analitice de conformare și eficiență s-au realizat încă cu cîțiva ani mai înainte.

Fragmentarea unei structuri etajate, în vederea prefabricării părților componente, presupune,

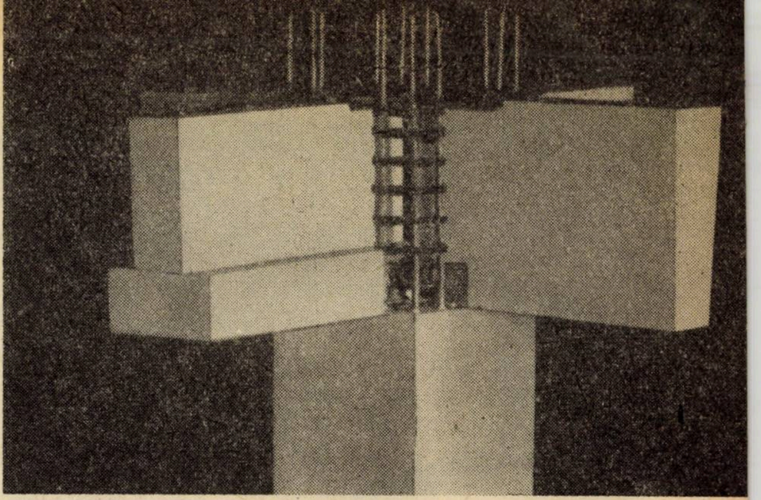
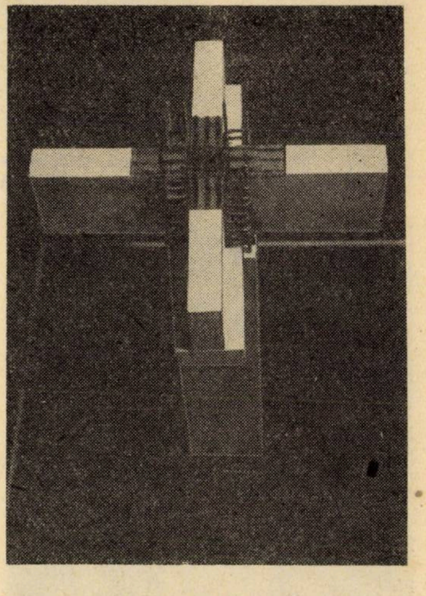


Fig. 19a.b — Macheta nodului cu rezemarea ambelor grinzi în secțiunea stîlpului (Var. 1)



la recompunerea acestora, operațiuni tehnologice cu un grad mai mare de dificultate, în comparație cu acelea necesare la halele parter și deci reclamă o tehnicitate superioară în execuție. Pe de altă parte, în realizarea ansamblului spațial, îmbinărilor dintre elementele prefabricate le revine un rol mult mai complex în asigurarea rigidității de ansamblu a structurii și în preluarea sarcinilor verticale și masice, față de cazul îmbinărilor dintre elementele prefabricate la hale parter. La cele de mai sus mai trebuie adăugat faptul că cerințele montajului la înălțimi mari de 15—25 m implică reducerea greutății prefabricatului uzinat, de regulă la valori sub 5 tone, ceea ce are drept consecință mărirea numărului de îmbinări în structură și deci un consum ridicat de manoperă la șantier. Se poate spune că principalele elemente de dificultate în realizarea rosturilor de îmbinare la structurile etajate rezidă în complexitatea funcțiunilor pe care acestea trebuie să le asigure și în numărul de îmbinări într-un ansamblu structural.

Studiile efectuate în institutul nostru au arătat că, în raport cu cerințele funcționale de conformare statică și de protecție antiseismică, soluția cea mai indicată constă în realizarea unor cadre elastice cu noduri rigide pe două direcții, alcătuite din elemente prefabricate integral sau parțial.

Se pune deci problema realizării unor cadre alcătuite din elemente prefabricate, îmbinate astfel încît să poată fi asigurate toate funcțiunile de rigiditate și de capacitate portantă specifice unei structuri în cadre. Un prim aspect este acela al stabilirii poziției secțiunilor de îmbinare, în corelație cu greutățile și gabaritele pieselor prefabricate componente, astfel încît în zonele de îmbinare să se asigure :

— posibilitatea preluării toleranțelor și a obținerii unor solicitări mai reduse ;

— posibilitatea executării elementelor de continuitate în condiții bune.

Din analizele efectuate au rezultat o serie de considerente de conformare pe baza cărora au fost stabilite ulterior soluțiile constructive de îmbinări, adoptate sau în curs de adoptare în proiectele tip, și anume :

- grinzile principale, care suportă sarcinile elementelor de planșeu și care deci au reacțiuni verticale mari, trebuie rezemate pe stîlp sau pe console ale acestuia, pentru a se realiza o transmitere directă a reacțiunilor verticale ;
- grinzile secundare de rigidizare, avînd de transmis în principal momente încovoietoare, pot fi rezemate la montaj, la fața stîlpului, pe reazeme provizorii sau direct pe stîlp, dar prin intermediul unor piese metalice incluse la turnare ;
- îmbinarea stîlpilor prefabricați trebuie evitată, datorită consumului mare de manoperă și de metal și, în special, a faptului că pentru o asemenea îmbinare nu este încă suficient de cunoscută, pe plan teoretic și experimental, comportarea la acțiunea forțelor tăietoare aplicate dinamic, solicitare specifică sarcinilor seismice ;
- elementele de îmbinare, prevăzute pentru asigurarea continuității de efort, trebuie să prezinte caracteristici de ductilitate astfel încît prin disiparea energiei seismice să se obțină pe ansamblul structurii un grad de amortizare ridicat ;
- rezolvarea constructivă a îmbinării trebuie să nu impună condiții dificile uzinării prefabricatelor prin prevederea unor mustăți de lungime mare sau a unor chertări complicate a secțiunilor de beton, în zonele de capăt.

Pe baza considerentelor de mai sus s-a stabilit că, în etapa actuală, obținerea unei siguranțe satisfăcătoare a construcției, în ansamblul său, impune

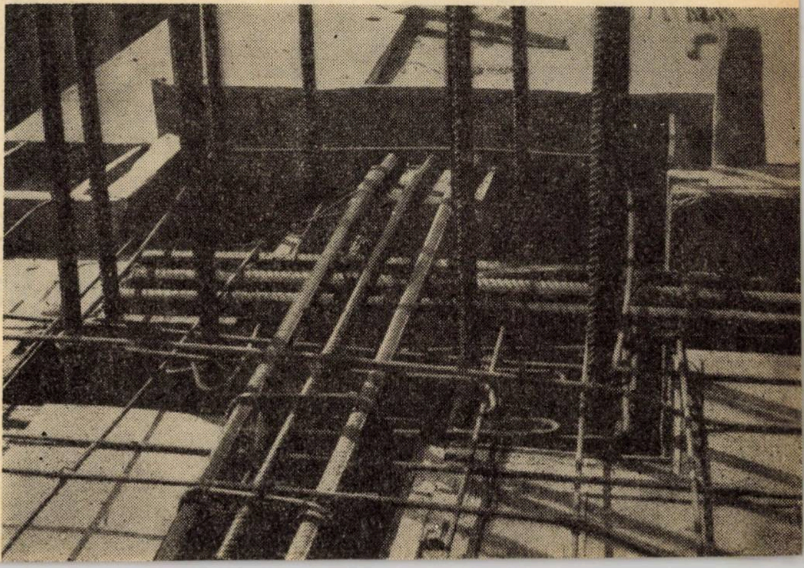


Fig. 19 c — Vederea armării nodului în execuție (Var. 1)

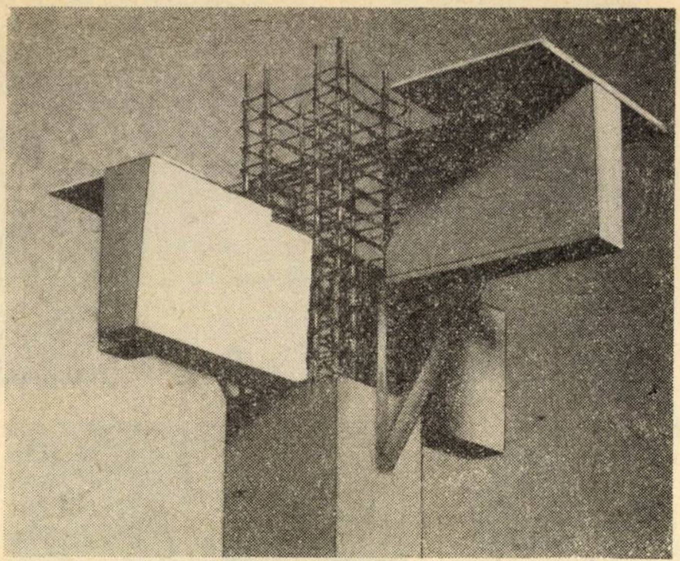


Fig. 20 – Macheta nodului cu rezemarea grinzii principale în secţiunea stîlpului, iar grinda secundară la faţă pe dispozitive provizorii

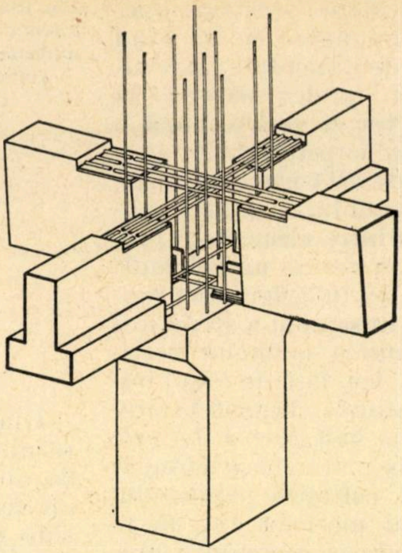


Fig. 22 – Nod de rezemare a grinzii principale pe consolele stîlpului, şi a grinzii secundare pe piese metalice

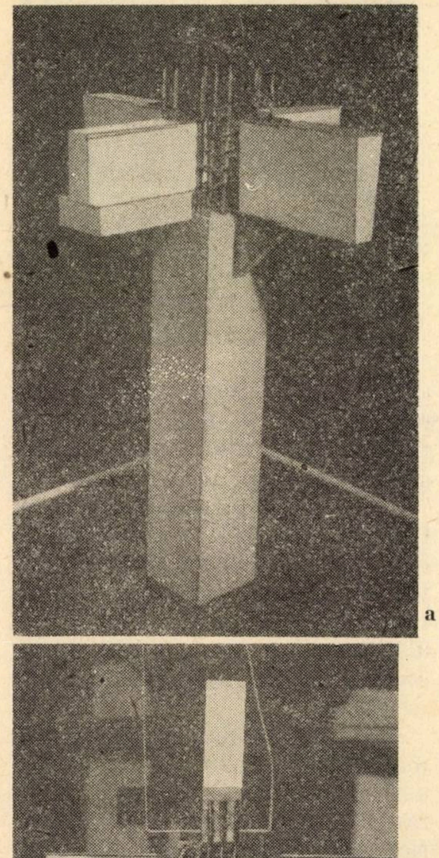
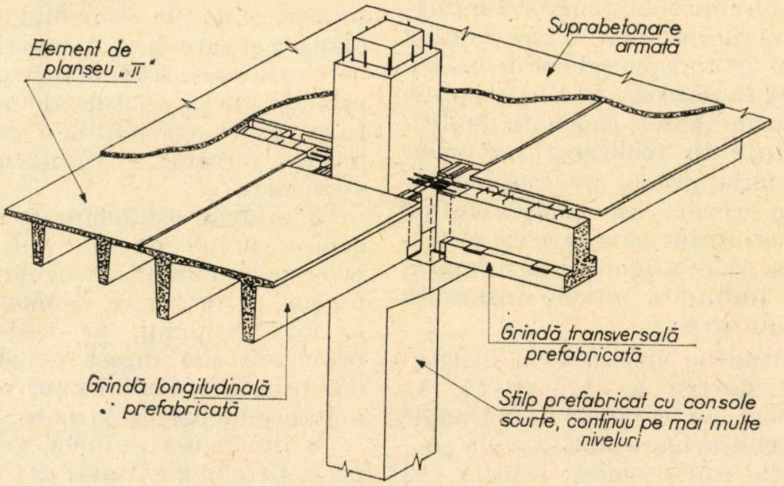


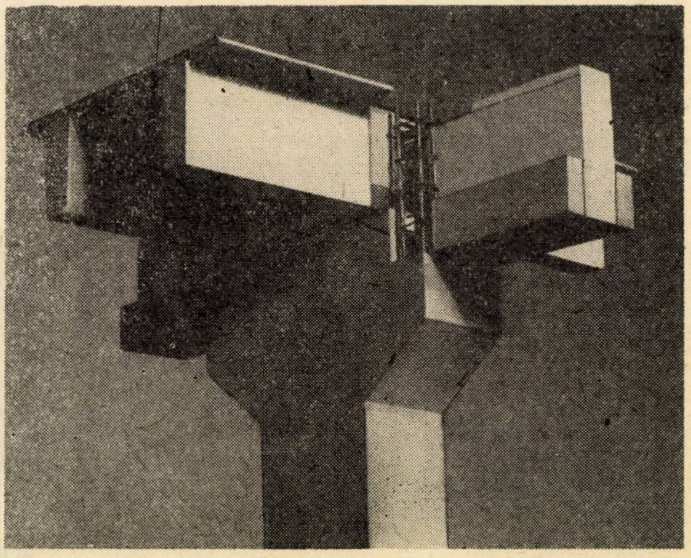
Fig. 21 a – Macheta nodului cu rezemarea grinzii principale în secţiunea stîlpului, iar grinda secundară la fel, dar prin intermediul unor piese metalice


Element de planşeu „π"
Suprabetonare armată
Grindă transversală prefabricată
Grindă longitudinală prefabricată
Stîlp prefabricat cu console scurte, continuu pe mai multe niveluri

a ▲

Fig. 23 a, b – Nod de rezemarea grinzilor pe consolele scurte ale stîlpilor.
a – Ansamblu nod ; b – Machetă

b ▼



proiectarea stîlpilor prefabricaţi dintr-o singură bucată, limitîndu-se, în funcţie de capacitatea utilajelor de montaj, înălţimea construcţiei la P + 2 niveluri; s-au eliminat deci îmbinările stîlpilor prefabricaţi. Pentru construcţii cu înălţimi mai mari de P + 2 niveluri pînă la P+5, ţinînd seama şi de progresele făcute în ultima vreme privind industrializarea turnării betonului monolit cu folosirea cofrajelor metalice de inventar, s-a preconizat realizarea unor structuri mixte, avînd stîlpii monoliţi turnaţi pe nivel şi planşeele prefabricate; îmbinarea acestora este înlocuită cu o operaţie de rutină în tehnica betonului, şi anume aceea a înnădirii stîlpilor monoliţi pe etaje.

În funcţie de aceste rezolvări acceptate pentru stîlpi, poziţiile secţiunilor de îmbinare cu grinzile rezultă:

a) **Stîlpi turnaţi monolit în cofraje metalice de inventar**

— Varianta 1 —: grinzile principale şi secundare rezemate în secţiunea stîlpului (fig. 19 *a*, *b* şi *c*).

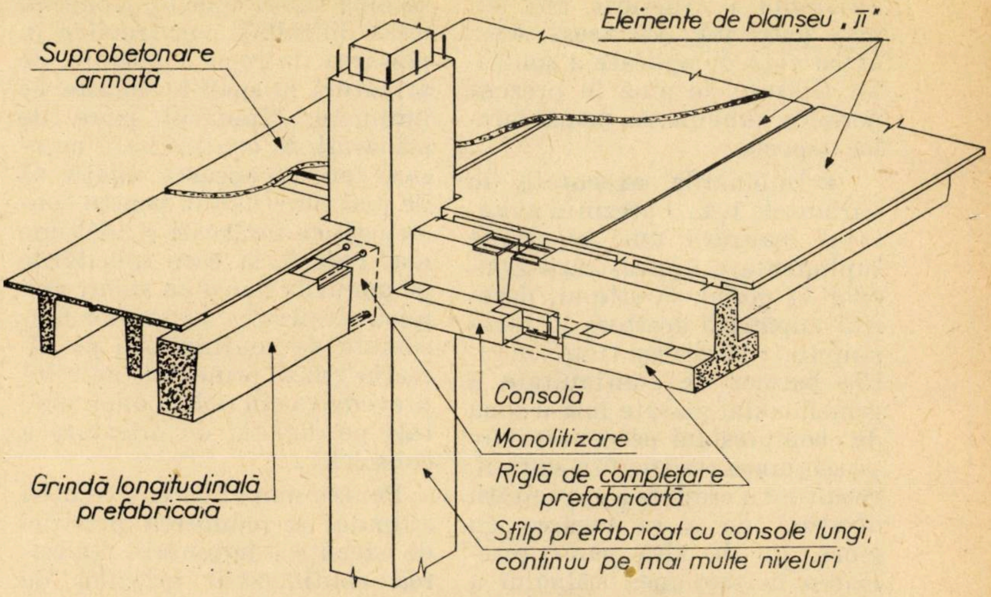
— Varianta 2 —: grinzile principale rezemate în secţiunea stîlpului, iar grinzile de rigidizare rezemate la montaj la faţa stîlpului pe dispozitive provizorii (fig. 20).

— Varianta 3 —: idem varianta 2 cu grinzile de rigidizare rezemate în secţiunea stîlpului, dar prin intermediul unor piese metalice (fig. 21 *a*, *b*).

— Varianta 4 —: grinzile principale şi secundare, sau numai cele principale, rezemate pe console executate la turnarea stîlpilor — pe una, respectiv pe două direcţii (fig. 22).

b) **Stîlpi prefabricaţi pe înălţimea construcţiei, dintr-o singură bucată**

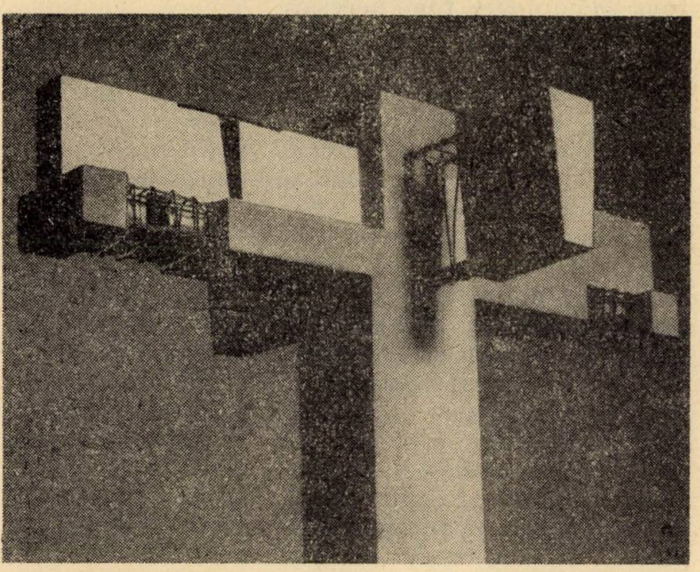
— Varianta 5 —: grinzile principale rezemate pe consolele scurte ale stîlpilor, iar grinzile secundare cu profil special rezemate pe aceleaşi console (fig. 23 *a*, *b*).


Suprobetonare armată
Elemente de planşeu „π"
Consolă
Monolitizare
Riglă de completare prefabricată
Stîlp prefabricat cu console lungi, continuu pe mai multe niveluri
Grindă longitudinală prefabricată

a ▲

Fig. 24 a, b — Nod de rezemarea grinzilor principale pe consolele lungi ale stîlpilor.
a — Ansamblu nod; b — Machetă

b ▶



— Varianta 6 —: grinzile principale rezemate pe console lungi ale stîlpilor, iar grinzile secundare ca în varianta 5 sau rezemate la montaj la faţa stîlpului, pe dispozitive provizorii (fig. 24 *a*, *b*).

Realizarea detaliilor de îmbinare în variantele de poziţionare a acestora în ansamblul cadrelor, ca mai sus, prezintă de la caz la caz o serie de particularităţi cu implicaţii directe, fie asupra caracteristicilor de rezistenţă ale structurii, fie asupra factorului constructiv de realizare a construcţiei; trebuie înţeles din cele de mai sus că, departe de a se putea stabili o soluţionare optimă care să poată fi generalizată în aplicare, variantele de îmbinare acceptate în proiectele tip prezintă o gamă de rezolvări corecte din punct de vedere al concepţiei de conformare, din care, în funcţie de caracteristicile generale ale construcţiei şi, ceea ce este la fel de important, în funcţie de tehnicitatea disponibilă în execuţie, se poate alege soluţia cea mai potrivită cazului respectiv.

O analiză a detaliilor de îmbinare în variantele de mai sus este necesar a fi făcută cu multă acurateţă de către proiectantul de investiţie care, cunoscînd ceea ce se cere construcţiei, poate aprecia, în funcţie de posibilităţile de execuţie a construcţiei, care din soluţiile de îmbinare, şi deci de rezolvare în ansamblu a structurii, este cea mai potrivită. În acest sens, experienţa de aplicare a soluţiilor tipizate de pînă în prezent permite sublinierea următoarelor aspecte :

- Îmbinările executate în variantele 1, 2, 3 prezintă avantajul realizării unei siguranţe suplimentare a încastrării grinzilor la nodul cu stîlpul, datorită împănării acestora în masa stîlpului ; în acelaşi timp, sudurile barelor de continuitate a grinzilor sînt plasate într-o zonă de compresiuni perpendiculare pe secţiunea rezistentă a sudurii, rezultînd o creştere a capacităţii acestora de a se încărca cu efort. Pe de altă parte, rezemarea în secţiunea stîlpului a grinzilor principale sau a ambelor tipuri de grinzi reduce secţiunea utilă a stîlpului în zona de îmbinare, fiind necesare măsuri suplimentare de armare a acestei regiuni pentru preluarea forţelor tăietoare aplicate dinamic. Variantele 2 şi 3 prezintă soluţionări ce ameliorează aspectul de mai sus, pierzîndu-se însă avantajul efectului de autoîncastrare despre care s-a vorbit.

- Varianta 4, în schimbul introducerii unor complicaţii la realizarea tiparelor cu console, prezintă avantajul degajării zonei de îmbinare, secţiunea stîlpului rămînînd constantă pe toată înălţimea acestuia ; o asemenea soluţionare conduce însă la renunţarea la avantajele menţionate la variantele 1, 2, 3 privind efectul împănării grinzilor în stîlp şi plasării sudurilor în zone cu fluxuri de compresiuni perpendiculare.

- Varianta 5, corespunzătoare unui grad total de prefabricare, are avantajul preturnării în condiţii mai simple a stîlpilor, avînd console scurte pe o singură direcţie şi totodată posibilităţi de a se obţine o precizie mai mare la montajul acestora. Plasarea îmbinării în vecinătatea stîlpului face ca legăturile de continuitate să trebuiască a fi dimensionate la valoarea integrală a momentului de cadru ceea ce impune ca secţiunile armăturilor de continuizare şi a sudurilor de legătură dintre ele să aibă valori sporite, rezultînd unele dificultăţi constructive în plasarea întregii cantităţi de armătură în spaţiile înguste de îmbinare. Numărul mare de armături de continuizare necesare face ca această soluţie să fie mai convenabilă pentru construcţii cu încărcări şi înălţime mai redusă, la care solicitările pe nodul de cadru au valori mai mici. Realizarea legăturlor tensionate de continuizare pe direcţia grinzii principale necesită prevederea din stîlp a unor mustăţi pe direcţia de orientare a consolelor.

Pentru simplificarea execuţiei stîlpului şi reducerea preciziei de execuţie a îmbinării, realizarea continuizării grinzilor de rigidizare se face cu elemente de legătură dispuse lateral stîlpului, sub forma unui jug ; o asemenea soluţionare degajează zona de îmbinare a grinzilor secundare, simplificînd execuţia nodului, dar impune adoptarea unei secţiuni mai complicate a acestor grinzi, care trebuie realizate sub formă de dublu T. Totodată, repartizarea momentelor încovoietoare între grinzile de rigidizare şi stîlp depinde în mare măsură de realizarea unei bune împănări a cadrului-jug creat de capetele acestor grinzi şi stîlp.

- Varianta 6 este, principial, o variantă constructivă asemănătoare cu varianta 5, la care însă, pentru a se obţine o reducere a solicitărilor de calcul în zona de îmbinare a grinzilor principale cu stîlpul, acesta din urmă este prevăzut cu console mai lungi, reprezentînd în fapt porţiuni de grindă. În felul acesta, secţiunile de solicitare maximă din nod sînt în afara îmbinării, aceasta la rîndul ei fiind plasată într-o zonă de solicitare minimă, ceea ce permite reducerea substanţială a armăturilor de continuizare şi manopera de execuţie. Executarea stîlpilor cu console de 1,5 m lungime în fiecare parte şi, mai ales, montajul lor astfel încît capetele de consolă să poată asigura rezemarea corectă a tronsoanelor de grindă, reprezintă dificultăţile majore ale acestei soluţii. Evitarea executării de console şi pe cealaltă direcţie, pe considerente de execuţie şi montaj, care s-ar complica simţitor, impune realizarea unor elemente de continuizare a grinzilor de rigidizare, identice cu cele date în varianta 5, sau prevederea unor goluri în stîlp, prin care se trec barele de continuitate.

Trecerea în revistă a tipurilor de îmbinări şi a elementelor constructive şi de conformare ce le caracterizează probează că aceste rezolvări nu pot fi gîndite decît în contextul soluţionării în ansamblu a structurii de rezistenţă, ele reprezentînd o consecinţă a posibilităţilor de prefabricare şi, în acelaşi timp, elemente de fundamentare a concepţiei generale de conformare şi de siguranţă a construcţiei. Astfel, în lumina celor de mai sus, îmbinările în variantele 1—4 pot fi apreciate ca fiind corespunzătoare situaţiei în care se urmăreşte obţinerea unei siguranţe satisfăcătoare a consrtucţiei, în condiţiile realizării unei prefabricări a elementelor componente şi a unei execuţii simplificate la şantier. Executarea monolită a stîlpilor, şi deci reducerea gradului de prefabricare, permite în schimb realizarea unor noduri de îmbinare accesibile ca front de lucru, în care elementele de continuizare se pot dispune convenabil, iar operaţiunile tehnologice de execuţie se pot desfăşura în condiţii bune. Pentru structurile amplasate în zone seismice care trebuie să preia sarcini importante prin încovoieri şi forfecări, asigurarea unor condiţii optime de execuţie a îmbinărilor poate fi considerată ca un criteriu de bază, determinant în alegerea soluţiei.

Cele de mai sus au făcut ca în etapa actuală, corespunzător tehnicităţii medii disponibile pe şantierele noastre, soluţiile de realizare a structurilor mixte, cărora le sînt specifice îmbinările de tipul celor din variantele 1—4, să fie considerate ca cele mai raţionale şi, ca atare generalizate prin proiectele tip, pentru construcţiile avînd pînă la P+5 niveluri, amplasate atît în zone neseismice, cît şi în zone seismice de grad 7 şi 8.

Pe aceleaşi considerente, structurile integral prefabricate, necesitînd îmbinări de tipul celor din variantele 5 — 6, s-a apreciat că trebuie limitate numai la construcţii cu înălţime mai redusă de maximum P + 2 niveluri, obţinîndu-se astfel posibilitatea eliminării îmbinării stîlpilor, — aceştia executîndu-se dintr-o bucată — şi, în acelaşi timp, o limitare a solicitărilor pe nod ; aplicarea, în etapa actuală, a soluţiilor de prefabricare integrală în cadrul proiectelor tip pe un domeniu mai limitat va permite obţinerea unei experienţe de execuţie, pe baza căreia, în viitor, o dată cu creşterea tehnicităţii mîinii de lucru, se va putea extinde domeniul de aplicare.

Trebuie să amintim aici că soluţiile de îmbinări, adoptate în prezent sau preconizate pentru viitor, necesită adîncirea studiilor teoretice de conformare a structurilor etajate, acţionate de sarcini seismice şi că, în fiecare etapă, aceste detalii vor fi într-o măsură mai mare sau mai mică tributare gradului de cunoaştere a acestor aspecte, care variază la rîndul lor destul de mult, în etape scurte de timp. Astăzi, la realizarea unei asemenea îmbinări ne punem probleme necunoscute în trecut, reieşite din studiile recente efectuate pe plan mondial, şi căutăm rezolvări compatibile cu aceste noi cunoştinţe, avînd convingerea că, în etape de viitor, noi elemente de cunoaştere vor determina necesitatea unor schimbări de concepţie şi de detaliu a soluţiilor apreciate în prezent ca acceptabile. Avem în vedere aspectele privind posibilitatea apariţiei efectelor de şoc în cazul în care în îmbinări ar putea să se producă jocuri între piesele prefabricate, condiţiile de conformare a îmbinărilor astfel încît să se asigure structurii în ansamblu posibilitatea unor deformări dincolo de ,,stadiul unu'', criteriile de evitare a ruperilor casante în nodurile puternic armate, cerinţele de evitare a cedării stîlpilor prin forfecarea lor sub acţiunea forţelor tăietoare aplicate dinamic, condiţiile de ductilizare a zonelor cu solicitări mari şi alte aspecte care, în prezent, constituie elemente de bază în determinarea soluţiilor de îmbinare, adoptate pe linia tipizării. În sprijinul lămuririi acestor aspecte, pe care în prezent le apreciem în mare măsură numai pe plan calitativ, s-a iniţiat, începînd cu acest an, în cadrul INCERC, un vast program de cercetări experimentale pentru toate tipurile de îmbinări adoptate în proiectele tip actuale, pe baza căruia avem credinţa că, începînd cu anul 1973, vom putea să adăugăm cunoştinţelor actuale noi date calitative şi cantitative, menite să conducă la creşterea siguranţei acestor construcţii, în paralel cu simplificarea efortului de execuţie. De pe această bază, vom putea ca, în viitor, punînd de o parte cerinţele de conformare a îmbinărilor cu cunoştinţele teoretice şi datele experimentale, iar pe de altă parte, cerinţele procesului de industrializare a tehnologiei de execuţie, să stabilim, prin soluţiile de îmbinare adoptate, acel ,,compromis rezonabil'' pe care proiectanţii sînt invitaţi să-l adopte, de către cercetătorii în probleme de conformare seismică, între teoria şi practica de realizare a construcţiilor.

IV.2. Elemente de planşeu

Proiectele tip de construcţii industriale etajate prevăd, în toate cazurile, realizarea planşeelor din elemente prefabricate, produse uzinat. Condiţiile de exploatare a acestor construcţii reclamă realizarea unor planşee capabile de a suporta sarcini utile mari, variind între 500 şi 1500 kg/m², distribuite uniform sau cu un anumit grad de localizare. Pe de altă parte, cerinţele de conformare de ansamblu impun ca planşeele, deşi realizate din elemente prefabricate separate, să constituie, în totalitatea lor, şaibe orizontale rigide, capabile de a uniformiza caracteristicile dinamice şi de deformaţie ale structurilor portante verticale, asigurînd astfel condiţii optime de preluare a solicitărilor orizontale din vînt şi cutremur. Aceste două caracteristici de solicitare definesc, în cea mai mare măsură, criteriile de realizare a îmbinărilor dintre elementele de planşeu şi între acestea şi elementele principale pe care reazemă.

Ca tipuri de bază de elemente de planşeu, în actualele proiecte tip sînt prevăzute :

— elemente tip TT de 1,5×6,0 m din beton armat şi beton precomprimat ;

— elemente de tip cheson de 1,5×6,0 m din beton armat ;

— fîşii cu goluri de 1,0×6,0 m, din beton armat şi beton precomprimat.

Pentru toate aceste tipuri de prefabricate s-a considerat că, dat fiind numărul mare de asemenea elemente în compunerea unui planşeu, nu poate fi acceptată soluţia de îmbinare cu asigurarea unor legături de continuitate între elementele rezemînd pe aceeaşi grindă principală. O asemenea soluţionare ar fi implicat trecerea siguranţei în exploatare asupra unor secţiuni rezistente, de maximă solicitare, depinzînd exclusiv de calitatea îmbinărilor, realizate într-un volum foarte mare pe ansamblul construcţiei. Ca atare elementele de planşeu, proiectate ca simplu rezemate pentru întreaga gamă de încărcări permanente şi utile, sînt prevăzute pe reazeme, numai cu legături constructive, avînd, de la caz la caz, capacitatea de a prelua numai o anumită parte din valoarea momentului elastic de continuitate, astfel încît să se obţină o limitare a deformaţiilor secţiunilor de capăt, de aşa natură încît să nu se producă deformaţii nedorite la nivelul pardoselilor. Acest deziderat s-a putut rezolva diferenţiat de la caz la caz, în funcţie de tipul elementului de planşeu şi de măsurile constructive corespunzătoare lui, necesare realizării efectului de şaibă despre care s-a amintit mai înainte.

Astfel, elementele de planşeu de tip TT prezintă următoarele caracteristici de îmbinare :

* Efectul de şaibă se realizează prin executarea unei suprabetonări armate (fig. 25),

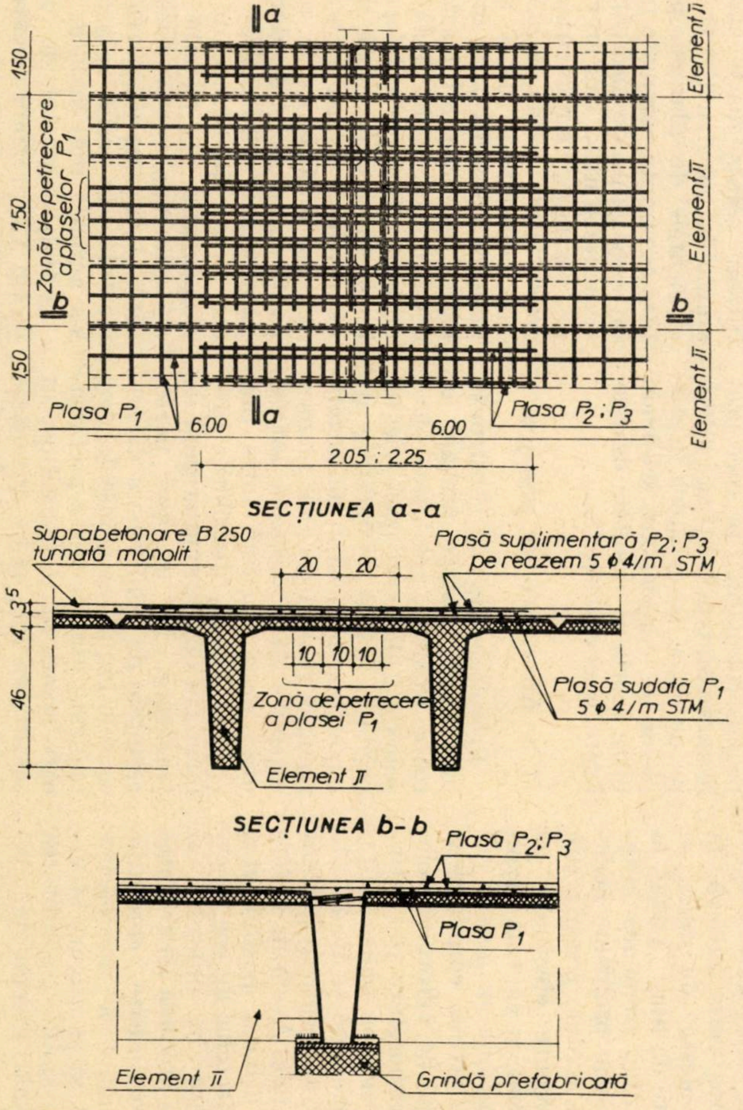

a
a
b
b
150
1.50
150
Zonă de petrecere a plaselor P1
Element π
Element π
Element π
Plasa P1
Plasa P2; P3
6.00
6.00
2.05 ; 2.25
SECȚIUNEA a-a
Suprabetonare B 250 turnată monolit
Plasă suplimentară P2; P3 pe reazem 5 ϕ 4/m STM
20
20
3
5
4
46
10
10
10
Zonă de petrecere a plasei P1
Plasă sudată P1 5 ϕ 4/m STM
Element π
SECȚIUNEA b-b
Plasa P2; P3
Plasa P1
Element π
Grindă prefabricată

Fig. 25 – Suprabetonarea planșeelor alcătuite cu elemente de planșeu de tip TT

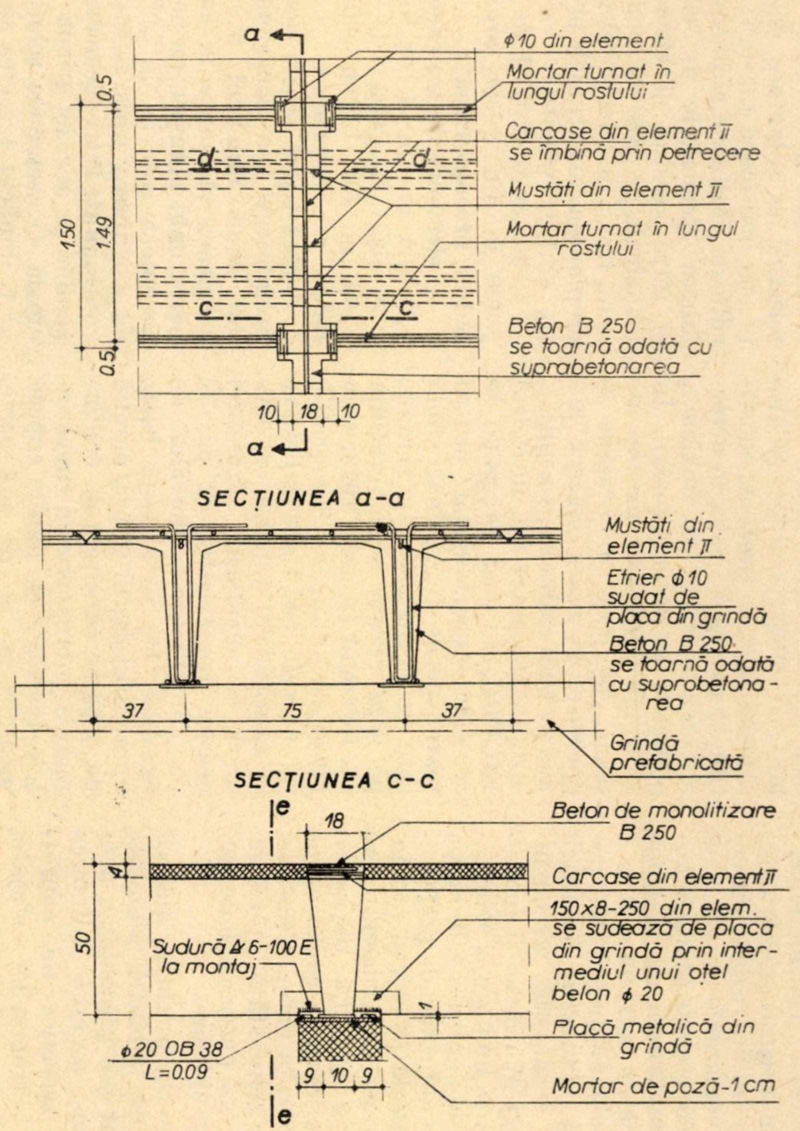

a
a
ϕ 10 din element
Mortar turnat în lungul rostului
Carcase din element π se îmbină prin petrecere
Mustăți din element π
Mortar turnat în lungul rostului
Beton B 250 se toarnă odată cu suprabetonarea
d
d
c
c
0.5
1.49
0.5
150
10
18
10
SECȚIUNEA a-a
Mustăți din element π
Etrier ϕ 10 sudat de placa din grindă
Beton B 250 se toarnă odată cu suprabetonarea
Grindă prefabricată
37
75
37
SECȚIUNEA c-c
e
e
18
4
50
1
Beton de monolitizare B 250
Carcase din element π
150×8-250 din elem. se sudează de placa din grindă prin intermediul unui oțel beton ϕ 20
Sudură Δr 6-100 E la montaj
ϕ 20 OB 38 L=0.09
Placă metalică din grindă
Mortar de pozā-1 cm
9
10
9

Fig. 26 – Îmbinarea pe reazem a elementelor de planșeu de tip TT

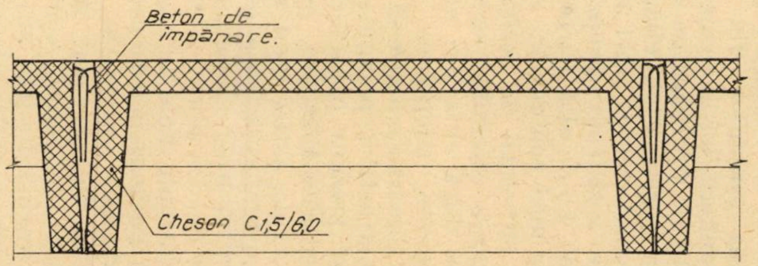

Beton de împănare.
Cheson C1,5/6,0

Fig. 27 – Asigurarea efectului de şaibă la planşeele alcătuite din chesoane

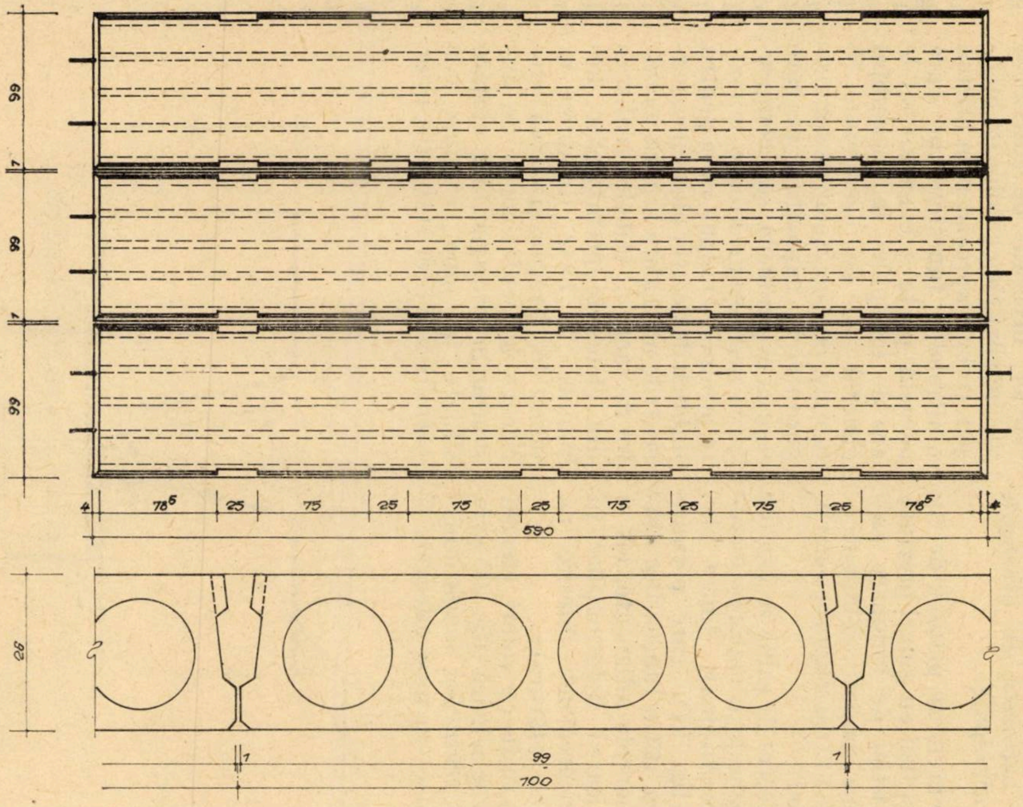

99
7
99
7
99
4
78⁵
25
75
25
75
25
75
25
75
25
78⁵
4
590
26
1
99
1
100

Fig. 28 – Asigurarea efectului de şaibă la planşeele alcătuite cu fişii cu goluri

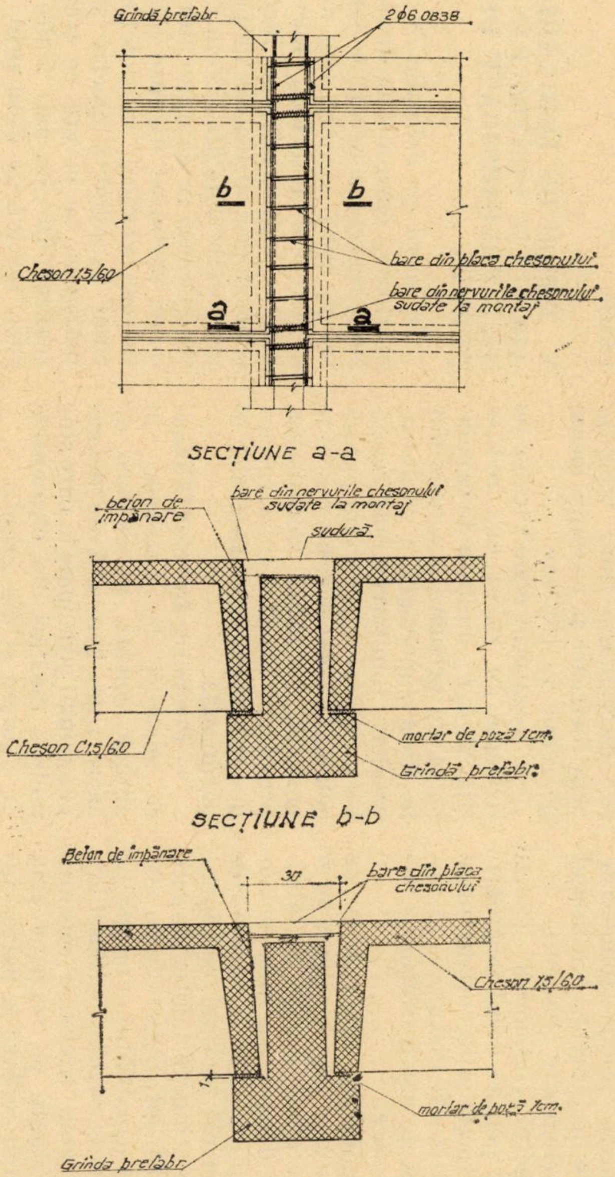

Grindă prefabr.
2⌀6 0838
b
b
Cheson 1,5/6,0
bare din placa chesonului
bare din nervurile chesonului sudate la montaj
a
a
SECȚIUNE a-a
beton de împănare
bare din nervurile chesonului sudate la montaj
sudură
Cheson C1,5/6,0
mortar de poză 1cm.
Grindă prefabr.
SECȚIUNE b-b
Beton de împănare
30
bare din placa chesonului
Cheson 1,5/6,0
mortar de poză 1cm.
Grinda prefabr.

Fig. 29 a – Îmbinarea pe reazem a chesoanelor care asigură o conlucrare generală a tuturor elementelor și care poate prelua solicitările specifice de lunecare din lungul a două elemente adiacente.

* Efectul conlucrării transversale, pentru cazul încărcărilor verticale diferențiate între două elemente alăturate, se asigură tot de către stratul de suprabetonare.

* Legăturile constructive pe reazeme (fig. 26) se asigură prin sudarea mustăților din prefabricate și dispunerea unor armături suplimentare în suprabetonare, avînd secțiuni corespunzătoare atingerii limitei elastice a armăturilor, obținîndu-se astfel o deformabilitate limitată pe reazeme, la nivelul pardoselilor.

★ Forțele tăietoare seismice sînt preluate pe reazeme prin elementele sudate la partea inferioară a nervurilor longitudinale și prin efectul de împănare în zona betonată de deasupra grinzii principale.

Elementele de planșeu de tip cheson și fîșii cu goluri prezintă caracteristici de îmbinare asemănătoare, nemaifiind însă necesară executarea suprabetonării, deoarece :

— Efectul de șaibă se asigură la chesoane prin matarea rosturilor longitudinale dintre elemente (fig. 27), care permite preluarea atît a lunecărilor dintre elementele adiacente, cît și uniformizarea deformațiilor în cazul încărcărilor diferite pe elementele alăturate.

— La fîșiile cu goluri, efectul de șaibă se asigură (fig. 28) prin matarea rosturilor longitudinale, profilate în mod adecvat, și prin crearea unor pene între elementele adiacente, lunecările diferențiate fiind preluate prin forfecări și presiuni locale pe fețele în contact.

— Legăturile constructive pe reazeme au valori mai reduse (fig. 29 *a*, *b*), limitate de capacitatea de preluare a tensiunilor la fibra superioară a prefabricatelor. Limitarea deformațiilor pe reazeme la nivelul pardoselilor, în acest caz, nu mai este posibilă, rezultînd necesitatea prevederii inițial a unor rosturi de consumare a deformațiilor în pardoseală.

— Preluarea forțelor tăietoare seismice la reazeme, în ambele sensuri, se asigură de către zona betonată de deasupra grinzii principale în care sînt incluse mustăți din elementele de planșeu și din grindă.

Consumul de manoperă la șantier, necesitat de realizarea îmbinărilor elementelor de planșeu, trebuie apreciat prin prisma multiplelor funcțiuni pe care această parte a construcției le are de îndeplinit în ansamblul general și, de asemenea, în lumina consecințelor asupra siguranței în exploatare pe care ieșirea ei din lucru sau comportarea necorespunzătoare le poate produce. Desigur că și pentru îmbinările acestor elemente, cercetările ulterioare asupra modului de lucru al șaibelor realizate din elemente prefabricate, acționate la forțe dinamice în planul lor, precum și acelea referitoare la conformarea de ansamblu a construcțiilor etajate situate în zone seismice vor permite în viitor stabilirea unor noi criterii de realizare a lor în condiții superioare de siguranță.

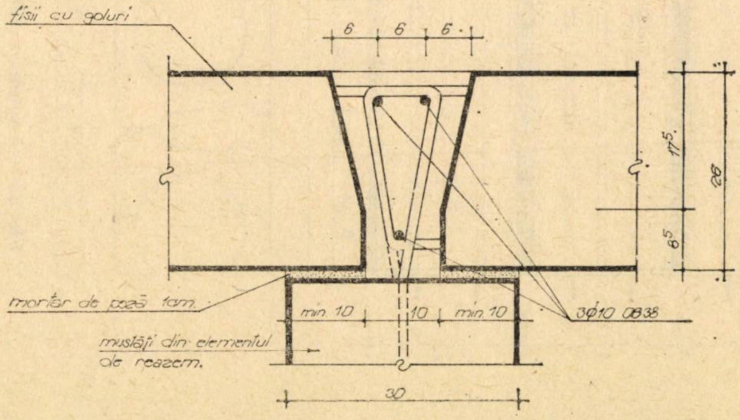


Fig. 29 b — Îmbinarea pe reazem a fîșiilor cu goluri

V. TIPURI DE ÎMBINĂRI ADOPTATE PENTRU PANOURILE PREFABRICATE DE PERETE

În acord cu soluțiile de prefabricare a elementelor de structură, realizarea pereților exteriori și, într-o măsură mai mică, a pereților interiori, necesari halelor industriale, se face în prezent prin utilizarea de panouri prefabricate din beton. Pereții exteriori se compun din panouri portante, dispuse orizontal sau vertical, în funcție de tipul panoului respectiv și de înălțimea de perete ce trebuie realizat. În cele mai multe cazuri, rezolvările date prin proiectele tip au în vedere utilizarea capacității portante a panourilor de beton din care sînt alcătuiți, atît pentru preluarea solicitărilor gravitaționale din greutatea lor proprie și transmiterea lor la fundații, cît și preluarea sarcinilor din vînt și transmiterea lor la elementele portante ale structurii de rezistență a construcției, eliminîndu-se astfel crearea unei structuri de rezistență proprie a pereților. Pe de altă parte, asigurarea unei conformări raționale a structurii de rezistență la acțiunea sarcinilor seismice impune, după cum am arătat mai înainte, adoptarea unor măsuri constructive care să permită ca structurile portante verticale să prezinte caracteristici dinamice asemănătoare, pe cît posibil egale, astfel încît să se obțină o uniformizare a distribuției solicitărilor masice, compatibile cu distribuția elementelor rezistente. Cele de mai sus revin în a asigura pentru cadrele longitudinale marginale ale structurii, de care sînt fixate elementele de perete, condiții de deformabilitate (fig. 30) asemănătoare cu acelea ale cadrelor longitudinale centrale, sub acțiunea sarcinilor seismice, și deci adoptarea unor măsuri constructive care să permită translatarea liberă în sens longitudinal a structurii, fără ca aceasta să fie împiedicată de

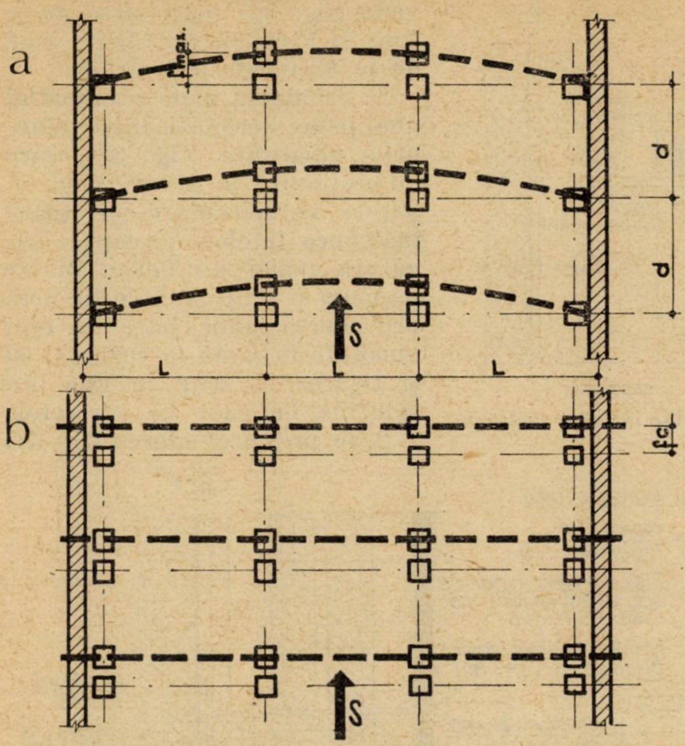

a
b
fmax
d
d
L
L
L
S
S
fc

Fig. 30 — Scheme de deformare a structurilor în funcţie de dispunerea pereţilor

a — stîlpii marginali legaţi de pereţii longitudinali
b — stîlpii marginali separaţi de pereţii longitudinali

prezenţa pereţilor, elemente de rigiditate infinită.

Această condiţie, rezultată din concepţia generală de alcătuire a construcţiei, determină în cea mai mare măsură caracterul detaliilor de îmbinare a panourilor prefabricate de perete cu elementele structurii de rezistenţă, impunînd prevederea unor legături elastice, capabile să permită, prin deformarea lor, mişcarea diferenţiată a celor două părţi de construcţie adiacente. În acelaşi timp, aceste legături pentru solicitările din vînt, perpendiculare pe perete, trebuie să asigure capacitatea portantă necesară transmiterii lor la stîlpii structurii. Este de menţionat că, chiar şi pentru construcţiile situate în zone neseismice, condiţiile de asigurare a unor deplasări neîmpiedicate pentru preluarea deformaţiilor din variaţiile de temperatură, cu valori importante la pereţii din beton armat, impun fixarea acestora de stîlpi cu legături elastice.

Aşa stînd lucrurile, soluţiile de îmbinare a panourilor de perete, adoptate în proiectele tip, sînt caracterizate prin respectarea acestui deziderat, atît pentru panourile dispuse orizontal, alcătuite din beton celular autoclavizat sau cu o alcătuire în 3 straturi, cît şi pentru cele dispuse vertical, cu o alcătuire identică, sau din beton precomprimat, cu termoizolaţia adăugată ulterior.

Pentru panourile de perete dispuse orizontal, în proiectele tip s-au adoptat următoarele soluţii :

1) Prinderea cu plăcuţe metalice, dispuse la exteriorul panoului, una sau două în funcţie de dimensiunile acestuia (fig. 31 *a*, *b*); plăcuţele sînt fixate prin buloane dispuse în rosturile verticale dintre panouri, care, la rîndul lor, sînt prinse la stîlp, prin sudare, înghiventare sau introducerea capului pătrat al bulo-

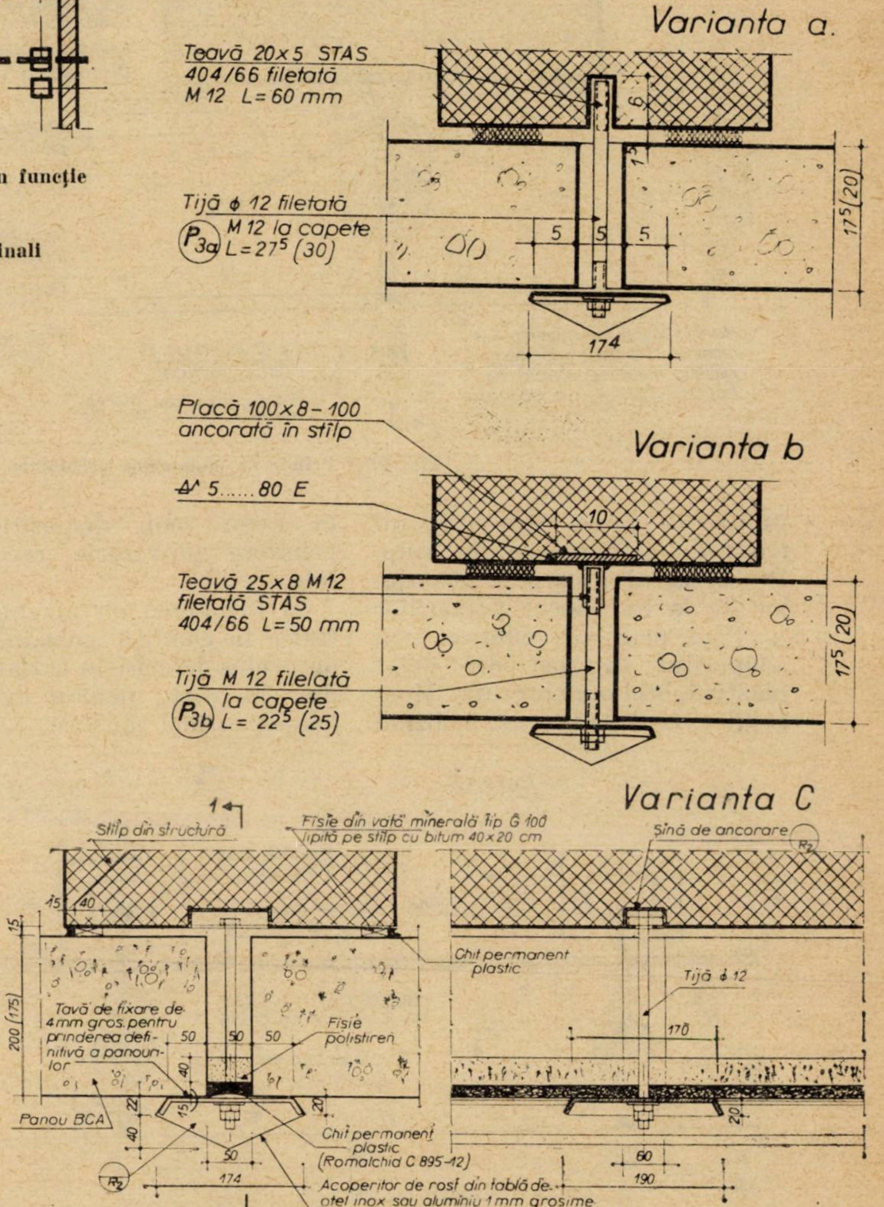

Varianta a.
Teavă 20x5 STAS 404/66 filetată M 12 L=60 mm
Tijă ϕ 12 filetată M 12 la capete L=27⁵ (30)
P3a
6
12
5
5
5
17⁵(20)
174
Placă 100x8-100 ancorată în stîlp
Varianta b
5.....80 E
10
Teavă 25x8 M 12 filetată STAS 404/66 L=50 mm
Tijă M 12 filelată la capete L= 22⁵ (25)
P3b
17⁵(20)
Varianta C
1
Stîlp din structură
Fîsie din vată minerală tip G 100 lipită pe stîlp cu bitum 40x20 cm
Şină de ancorare
R2
15
40
15
200 (175)
Chit permanent plastic
Tijă ϕ 12
Tavă de fixare de 4mm gros. pentru prinderea definitivă a panourilor
50
50
50
Fîsie polistiren
170
40
22
15
20
20
Panou BCA
40
50
Chit permanent plastic (Romalchid C 895-12)
60
174
190
Acoperitor de rosf din tablă de otel inox sau aluminiu 1 mm grosime
1

Fig. 31 a, b, c — Prinderea panourilor orizontale cu buloane şi plăcuţe metalice la exterior

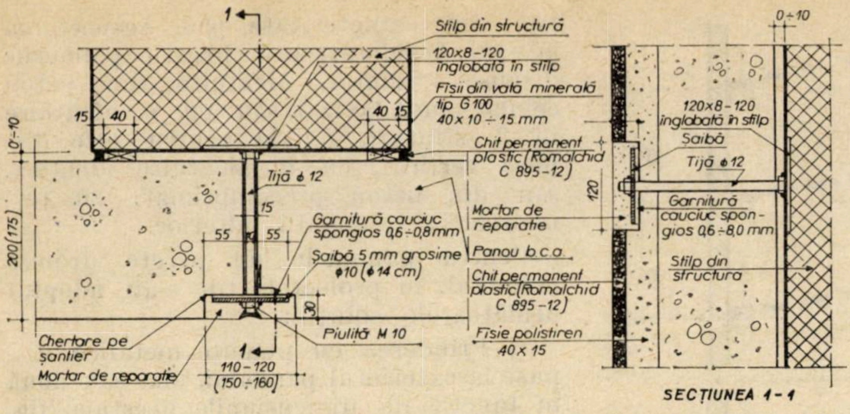

1
Stîlp din structură
120x8-120
înglobată în stîlp
Fîşii din vată minerală
tip G 100
40 x 10 ÷ 15 mm
15
40
40
15
0÷10
Chit permanent plastic (Romalchid C 895-12)
Tijă ϕ 12
15
200(175)
55
55
Garnitură cauciuc spongios 0,6÷0,8 mm
Şaibă 5 mm grosime ϕ10 (ϕ14 cm)
Mortar de reparaţie
Panou b.c.a.
Chit permanent plastic (Romalchid C 895-12)
30
Piuliţă M 10
Fîşie polistiren 40 x 15
Chertare pe şantier
Mortar de reparaţie
1
110-120
(150÷160)
0÷10
120x8-120
înglobată în stîlp
Şaibă
Tijă ϕ 12
120
Garnitură cauciuc spongios 0,6÷8,0 mm
Stîlp din structura
SECŢIUNEA 1-1

Fig. 32 – Prinderea panourilor orizontale cu buloane şi plăcuţe metalice înglobate în grosimea panoului

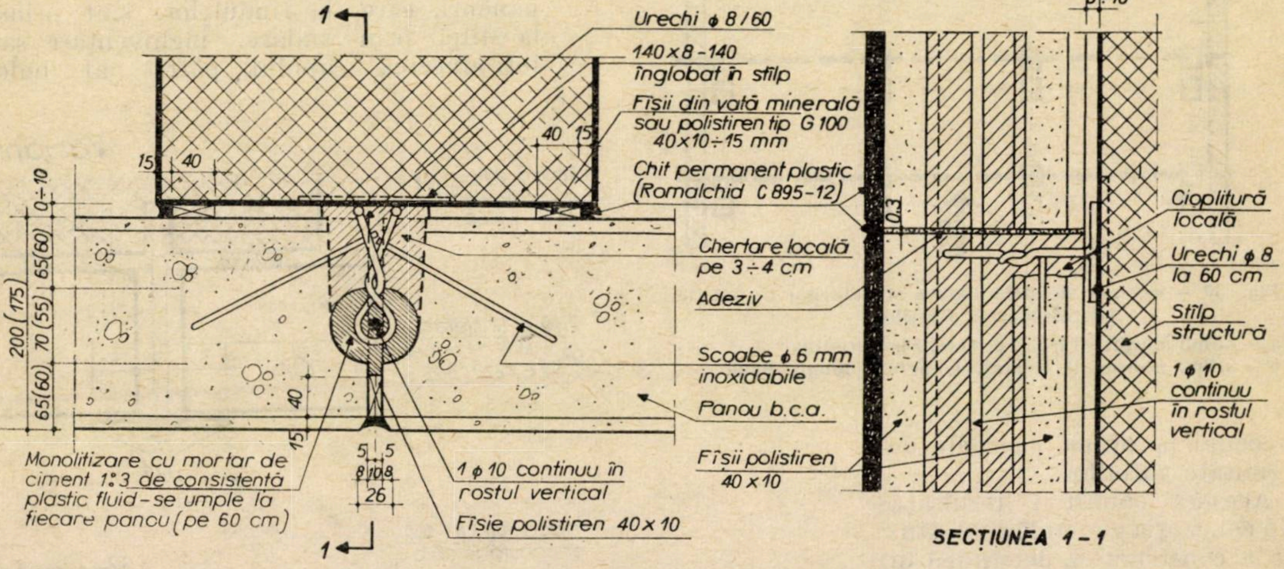

1
Urechi ϕ 8/60
140x8-140
înglobat în stîlp
Fîşii din vată minerală sau polistiren tip G 100 40x10÷15 mm
Chit permanent plastic (Romalchid C 895-12)
15
40
40
15
0÷10
200(175)
65(60)
70(55)
65(60)
40
15
Chertare locală pe 3÷4 cm
Adeziv
Scoabe ϕ 6 mm inoxidabile
Panou b.c.a.
Fîşii polistiren 40 x 10
Monolitizare cu mortar de ciment 1:3 de consistentă plastic fluid - se umple la fiecare panou (pe 60 cm)
5
5
8
10
8
26
1 ϕ 10 continuu în rostul vertical
Fîşie polistiren 40x10
1
0÷10
0,3
Cioplitură locală
Urechi ϕ 8 la 60 cm
Stîlp structură
1 ϕ 10 continuu în rostul vertical
SECŢIUNEA 1-1

Fig. 33 – Prinderea panourilor orizontale cu pene betonate

nului în piese şicanate, introduse la turnarea în stîlp. Protecţia ulterioară a plăcuţelor de la exteriorul panourilor se face prin prevederea unui acoperitor de rost din masă plastică, oţel sau aluminiu. Montajul se face pe travee, utilizînd în acest scop dispozitive de prindere provizorie, recuperabile.

2) Prinderea cu plăcuţe metalice în condiţii asemănătoare cu acelea descrise în varianta 1), dar la care, pentru evitarea acoperitorilor de rost, se prevede (fig. 32) înglobarea acestora în locaşuri prevăzute încă de la turnarea panourilor.

3) Prinderea prin intermediul unei pene, betonată între panourile adiacente (fig. 33), care au prevăzute în acest scop cu şliţuri semicirculare pe toată înălţimea feţelor de capăt. Legătura penei de beton dintre panouri şi stîlp se face fie prin prevederea unor bare de oţel ancorate în pană la turnarea ei şi fixarea la stîlp în una din soluţiile indicate la variantele 1, 2, fie prin prevederea (fig. 34) unor plăcuţe de fixare în şliţul panourilor, înainte de betonarea panei respective.

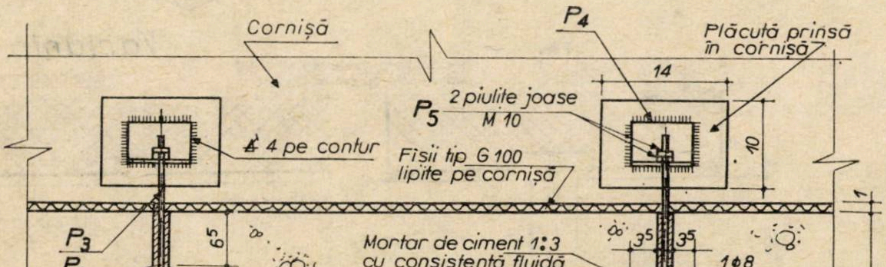

Cornişă
P4
Plăcuţă prinsă în cornişă
14
P5
2 piuliţe joase M 10
4 pe contur
Fîşii tip G 100 lipite pe cornişă
10
1
P3
P1
6,5
7
6,5
Mortar de ciment 1:3 cu consistenţă fluidă
3,5
3,5
1ϕ8
Fîşii de polistiren 40x10 mm
Chit Romalchid
0,8
0,8
4
1,5
20
1
59
1
Panou b.c.a.
60

Fig. 34 – Prinderea panourilor orizontale cu plăcuţe în penele betonate

Asemenea detalii de prindere sînt indicate pentru realizarea pereţilor la construcţii care nu sînt situate în zone seismice şi, pe de altă parte, au lungimi reduse, astfel ca preluarea de către perete a solicitărilor din deformaţiile provocate de variaţiile de temperatură să poată fi făcută în condiţii bune.

Pentru panourile de perete dispuse vertical, în proiectele tip s-au dat soluţii de prindere prin care fixarea acestora la partea superioară de elementele structurale se face fie prin adoptarea unor dispozitive de tipul unor articulaţii care să permită deplasările diferenţiate, (fig. 35) fie de tipul unor legături elastice (fig. 36), cu o capacitate de împiedicare a deformației libere, limitată la valori reduse.

Trebuie precizat că toate sistemele de prindere a pereților de elemente structurale, ca mai sus, trebuind să transmită structurii solicitările din vînt, respectiv sarcinile provenite din sucțiune, au o capacitate portantă suficientă pentru ca la acțiunea seismică perpendiculară pe perete (fig. 37), acesta să fie antrenat de structură în deformarea ei. Dacă pentru peretele propriu-zis aceasta se poate traduce printr-o deschidere accentuată a rosturilor orizontale dintre panouri, admisibilă în raport cu caracterul extraordinar al solicitării, la calcul seismic al structurii de rezistență trebuie luată în considerare,

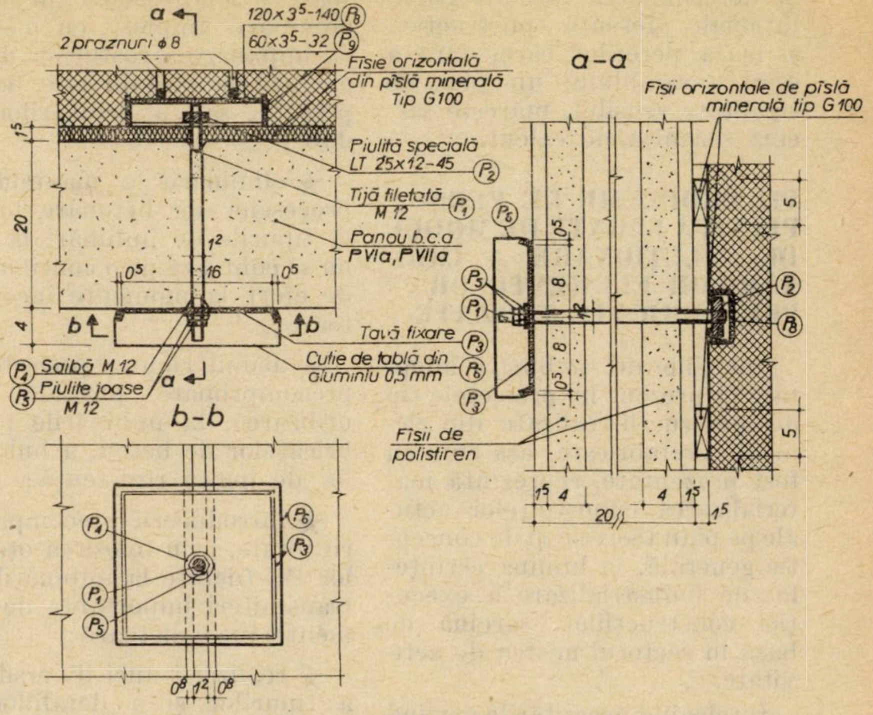

a
120×3⁵-140 P8
2 praznuri φ 8
60×3⁵-32 P9
Fîsie orizontală din pîslă minerală Tip G100
1⁵
Piuliță specială LT 25×12-45 P2
Tijă filetată M 12 P1
20
Panou b.c.a PVIa, PVIIa
1²
0⁵
16
0⁵
4
b
b
Tavă fixare P3
Saibă M 12 P4
Cutie de tablă din aluminiu 0,5 mm P6
Piulițe joase M 12 P5
a
b-b
P4
P6
P3
P1
P5
0⁸
1²
0⁸
a-a
Fîsii orizontale de pîslă minerală tip G100
P6
0⁵
8
P5
P1
1²
P3
P6
8
0⁵
P3
P2
P8
5
5
Fîsii de polistiren
1⁵
4
4
1⁵
20
1⁵

Fig. 36 — Prinderea panourilor verticale de perete cu dispozitive de legătură elastice

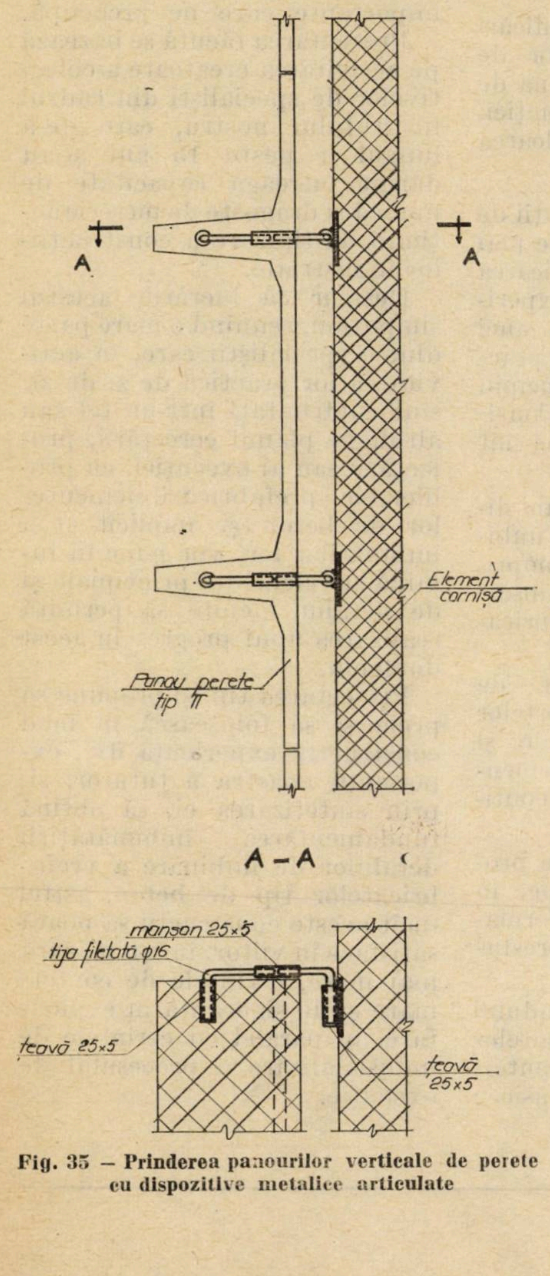
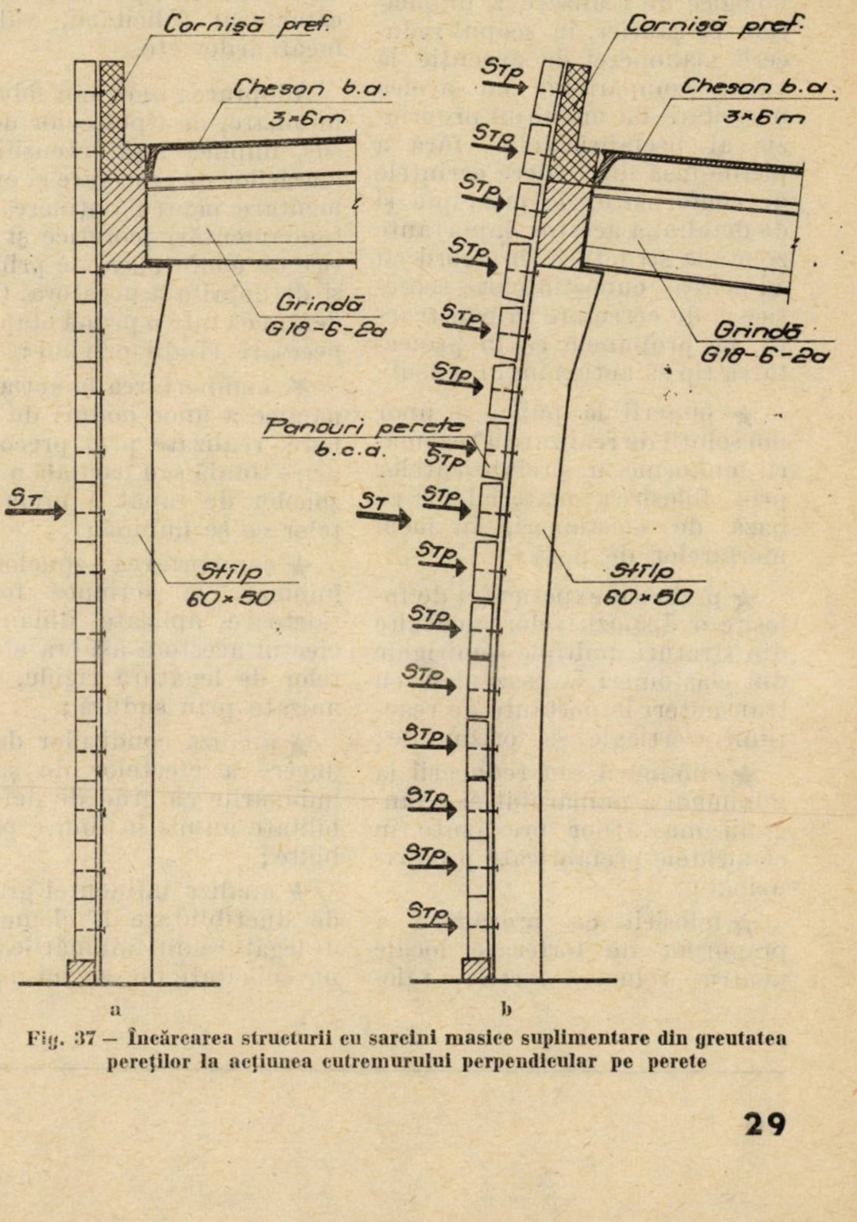

A
A
Element cornișă
Panou perete tip Π
A–A
manșon 25×5
tija filetată φ16
țeavă 25×5
țeavă 25×5

Fig. 35 — Prinderea panourilor verticale de perete cu dispozitive metalice articulate


Cornișă pref.
Cheson b.a. 3×6 m
Grindă G18-6-2a
ST
Stîlp 60×50
Cornișă pref.
Cheson b.a. 3×6 m
STp
Grindă G18-6-2a
Panouri perete b.c.a.
ST
Stîlp 60×50

a

b

Fig. 37 — Încărcarea structurii cu sarcini masice suplimentare din greutatea pereților la acțiunea cutremurului perpendicular pe perete

la determinarea sarcinii gravitaţionale aferente construcţiei, şi masa pereţilor care, fără a oferi ansamblului un plus de rigiditate sensibil, măreşte sarcina seismică de calcul.

VI. PROBLEME DE PERSPECTIVĂ LEGATE DE MODUL DE SOLUŢIONARE A ÎMBINĂRILOR ELEMENTELOR PREFABRICATE TIPIZATE

Soluţiile de îmbinări adoptate în prezent în proiectele tip de construcţii realizate din elemente prefabricate, aşa cum au fost prezentate, reprezintă materializarea cunoştinţelor actuale pe plan teoretic şi de concepţie generală, în lumina cerinţelor de industrializare a execuţiei construcţiilor, sarcină de bază în sectorul nostru de activitate.

Înţelegînd necesităţile privind simplificarea operaţiunilor tehnologice de realizare a îmbinărilor pe şantier, în scopul reducerii manoperei de execuţie la valori comparabile cu acelea necesitate de montajul propriu-zis al prefabricatelor, fără a pierde însă din vedere cerinţele de conformare, de principiu şi de detaliu, a acestor importante zone ale structurii, în acord cu adîncirea cunoştinţelor teoretice şi de cercetare în construcţii, ne propunem ca în proiectarea tip să acţionăm în sensul :

★ punerii la punct a unor noi soluţii de realizare a rezemării uniforme a prefabricatelor prin folosirea materialelor pe bază de elastomeri, în locul mortarelor de poză ;

★ preluării experienţei de folosire a dispozitivelor alcătuite din straturi multiple semirigide din elastomeri la reazemele cu transmiteri importante de reacţiuni verticale şi orizontale ;

★ eliminării sau reducerii la minimum a numărului şi a lungimii mustăţilor prevăzute în elementele prefabricate produse uzinat ;

★ folosirii cu precădere a pragurilor de forfecare locale pentru preluarea forţelor tăietoare şi a lunecărilor, în scopul eliminării umplerii cu mortare de împănare a rosturilor dintre elementele prefabricate de suprafaţă, sau a prinderilor sudate ;

★ eliminării la maximum a proceselor de betonare locală, la tipurile de îmbinări la care nu se contează pe o continuitate de efort la momente încovoietoare ;

★ asimilării unor procedee de precomprimare parţială prin utilizarea, la îmbinările prefabricatelor de beton, a buloanelor de înaltă rezistenţă ;

★ introducerii precomprimării totale, prin folosirea oţelurilor PC filetate la îmbinările cu transmiteri importante de momente încovoietoare ;

★ realizării unei diversificări a tipurilor şi a detaliilor de îmbinări, în funcţie de zona de seismicitate, tipul construcţiei, caracterul solicitării, valoarea încărcărilor etc.

Adoptarea unor noi soluţii de îmbinare, de tipul celor de mai sus, implică însă intensificarea lucrărilor de cercetare şi experimentare pentru obţinerea unei fundamentări teoretice şi practice de conformare de principiu şi de detaliu a acestora. Considerăm că într-o primă etapă sînt necesare studii privind :

★ comportarea la acţiuni dinamice a unor noduri de îmbinare, realizate prin precomprimare totală sau parţială a însăşi zonelor de capăt a prefabricatelor ce se îmbină ;

★ comportarea zonelor de îmbinare la acţiunea forţelor tăietoare aplicate dinamic şi efectul acestora asupra elementelor de legătură rigide, continuizate prin sudură ;

★ analiza condiţiilor de producere a efectelor de şoc, în îmbinările cu grad de deformabilitate admis în limite prestabilite ;

★ analiza influenţei gradului de ductibilitate a elementelor de legătură din îmbinările puternic solicitate de sarcini masice ;

★ cercetări pe machete privind starea de eforturi secţionale în zonele de îmbinare betonate, în funcţie de conformarea acestora şi de natura solicitărilor ;

★ analiza producerii mecanismelor de pierdere a capacităţii portante a structurilor, în funcţie de ieşirea din lucru progresivă a unui număr de noduri ;

★ analiza probabilistică a gradului de siguranţă real, obţinut pe diverse tipuri de construcţii prefabricate, în funcţie de precizia de execuţie a îmbinărilor.

* * *

Am încercat o sinteză a concepţiei, pe care o avem în Institut, asupra îmbinărilor elementelor prefabricate, o prezentare a rezolvărilor actuale şi o punere în discuţie a unor probleme mai importante care ne preocupă.

Prezentarea făcută se bazează pe activitatea creatoare a colectivelor de specialişti din cadrul institutului nostru, care de-a lungul a peste 15 ani şi-au dăruit întreaga capacitate de muncă şi dragoste de meserie acţiunii de tipizare a construcţiilor industriale.

Desigur că lucrările acestui simpozion, reunind o mare parte dintre specialiştii care, în activitatea lor practică de zi de zi, sînt confruntaţi într-un fel sau altul, pe planul cercetării, proiectării sau al execuţiei, cu problemele prefabricării elementelor de beton şi implicit şi a îmbinărilor lor, vor pune în lumină noi elemente principiale şi de detaliu, menite să permită realizarea unui progres în acest domeniu.

Proiectarea tip îşi propune să preia şi să folosească în mod constructiv experienţa dv., experienţa noastră a tuturor, şi, prin sintetizarea ei, să obţină fundamentarea îmbunătăţirii detaliilor de îmbinare a prefabricatelor tip de beton, astfel încît aceste construcţii să poată satisface în viitor, într-o măsură mai mare, cerinţele de conformare şi de siguranţă în exploatare, în paralel cu cerinţele de industrializare a procesului de execuţie.

CZ 624.078:624.012.36

CONSIDERAȚII ASUPRA ÎMBINĂRII ELEMENTELOR PREFABRICATE DIN BETON ARMAT ȘI BETON PRECOMPRIMAT

Conf. dr. ing. **ANATOLIE MIHUL**
Institutul politehnic Iași

1. NECESITATEA REALIZĂRII CONTINUITĂȚII ELEMENTELOR PREFABRICATE

Cele mai importante avantaje pe care le prezintă betonul armat constau din posibilitatea realizării unor sisteme monolite continue, cu secțiuni variabile. Realizarea continuității elementelor în noduri, respectiv sporirea numărului de legături, atît la sistemele din bare, cît și la cele alcătuite din diverse elemente plane sau curbe, conduce la sporirea gradului de nedeterminare a structurii executate, fapt care asigură posibilitatea obținerii a două categorii de avantaje esențiale :

— prima, legată de posibilitatea obținerii unor forme raționale în care armătura și betonul se pot folosi în condiții optime ;

— a doua, legată de obținerea unor largi posibilități de adaptare a sistemului sub acțiunea încărcărilor prin redistribuția eforturilor (respectiv apariția și dezvoltarea deformațiilor plastice, concomitent cu dezvoltarea deformațiilor elastice) ceea ce conduce la o îmbunătățire continuă a omogenității elementelor struc-

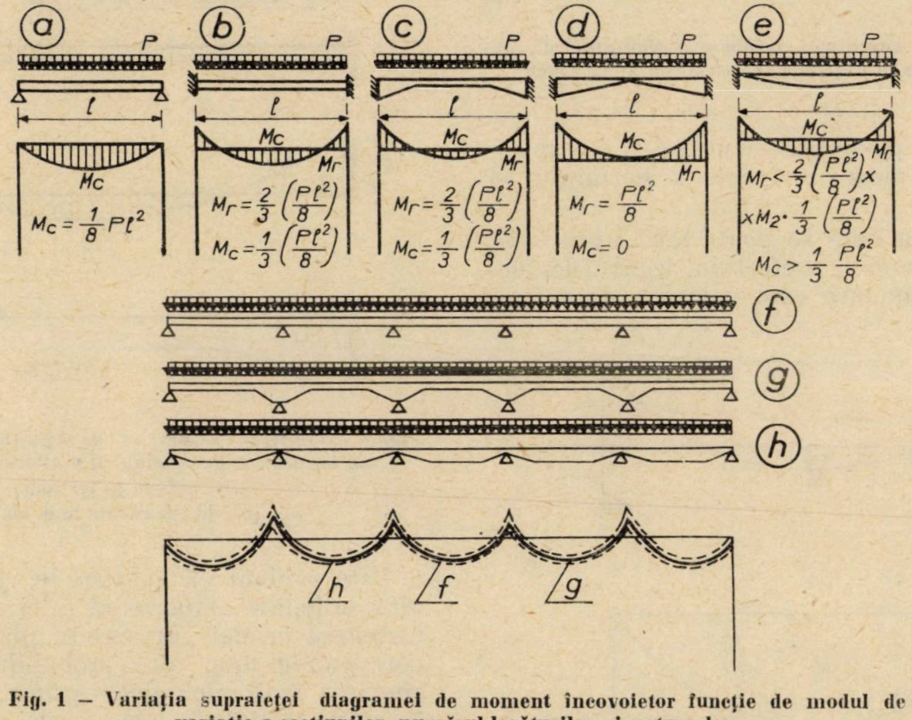

a
b
c
d
e
P
l
Mc
Mr
$M_c = \frac{1}{8} P l^2$
$M_r = \frac{2}{3}\left(\frac{Pl^2}{8}\right)$
$M_c = \frac{1}{3}\left(\frac{Pl^2}{8}\right)$
$M_r = \frac{Pl^2}{8}$
$M_c = 0$
$M_r < \frac{2}{3}\left(\frac{Pl^2}{8}\right) x$
$x M_2 \cdot \frac{1}{3}\left(\frac{Pl^2}{8}\right)$
$M_c > \frac{1}{3} \frac{Pl^2}{8}$
f
g
h
h
f
g

Fig. 1 — Variația suprafeței diagramei de moment încovoietor funcție de modul de variație a secțiunilor, numărul legăturilor și natura lor.
a—e — grinda pe două reazeme ; f—h — grinda continuă pe mai multe reazeme

turii, respectiv la sporirea rezervelor de siguranță (în raport cu sistemele la care numărul de legături inițiale a fost mai mic).

În fig. 1, 2 și 3 sînt trei exemple de sisteme liniare încovoiate: grinda pe două reazeme, grinda continuă și cadre portal, din care rezultă avantajele obținute din sporirea numărului de legături, combinat cu variația secțiunii, în ceea ce privește posibilitățile utilizării mai raționale sau mai puțin raționale a betonului și armăturii.

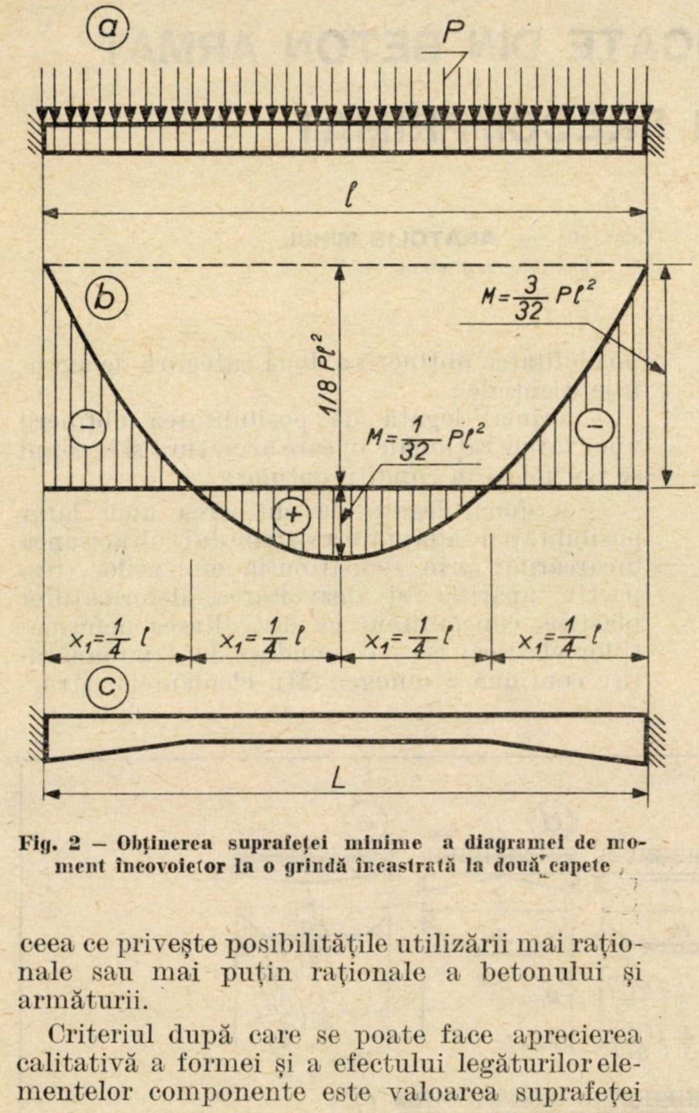


Fig. 2 — Obținerea suprafeței minime a diagramei de moment încovoietor la o grindă încastrată la două capete

Criteriul după care se poate face aprecierea calitativă a formei și a efectului legăturilor elementelor componente este valoarea suprafeței diagramei de moment încovoietor (care, pentru grinzile cu forțe tăietoare relativ mici, este hotărîtoare) și variația valorilor momentului încovoietor.

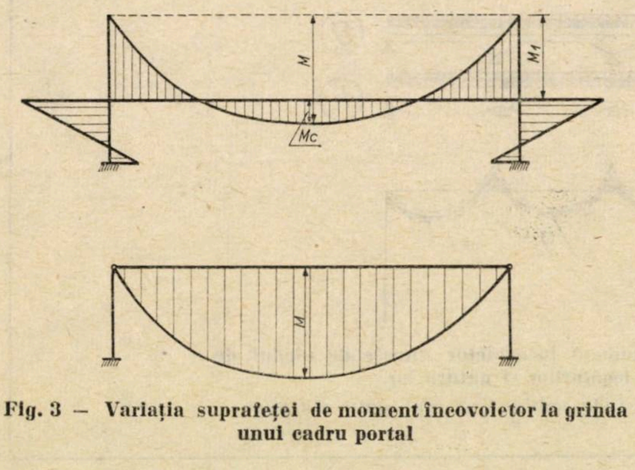


Fig. 3 — Variația suprafeței de moment încovoietor la grinda unui cadru portal

În ceea ce privește a doua categorie de avantaje legate de sporirea rezervei de rezistență, ea se poate ușor constata făcînd o simplă comparație între o grindă, de exemplu, în consolă (static determinată) cu o grindă încastrată, cu un cadru portal sau cu un alt sistem hiperstatic. Astfel, dacă întîmplarea face ca la o grindă în consolă, în zona de încastrare (fig. 4 *a*), capacitatea de rezistență, datorită diferitelor cauze, să rezulte de valoare minimă (de exemplu, minimă probabilă acceptată), sistemul se prăbușește după consumarea rezervei de siguranță considerată în calcul (care a coincis în cazul de față cu situația de fapt). Dacă aceeași situație apare la o grindă încastrată la două capete (fig. 4 *b*), sistemul nu se prăbușește, ci se adaptează numai (prin formarea unei „articulații plastice”), structura păstrîndu-și funcția de rezistență; sistemul de rezistență, după apariția acestor deformații plastice în zona respectivă, este capabil să preia eforturi în continuare pînă cînd vor avea loc depășiri ale capacității de rezistență în a doua zonă a momentelor mari și apoi în cea de-a treia.

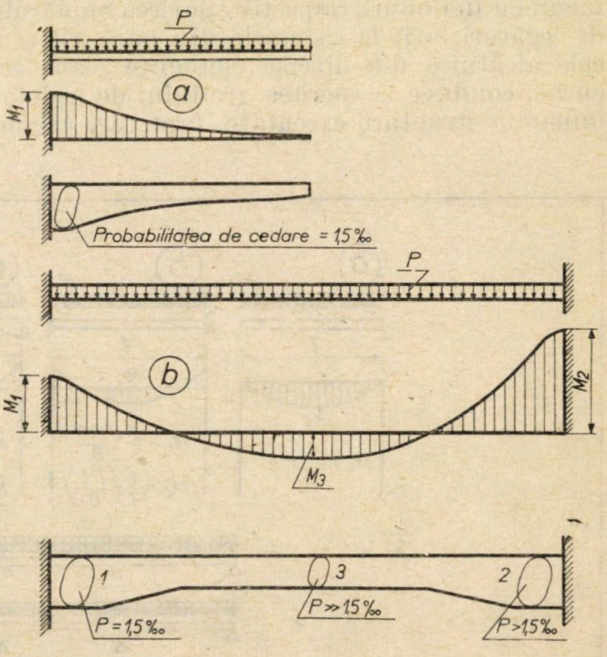


Fig. 4 — Creșterea rezervelor de siguranță funcție de sporirea legăturilor la sisteme cu posibilități de adaptare.
a — grinda în consolă;
b — grinda încastrată la două capete

Este evident că aceasta se va întîmpla la o altă solicitare, superioară celei care a provocat formarea primei „articulații plastice” (care va corespunde unei alte probabilități de cedare simțitor mai mică decît prima, corespunzător formării celei de a doua și celei de a treia „articulații plastice”); în această situație, sistemul își pierde capacitatea de rezistență.

Rezultă deci că prezența unei zone slabe (corespunzătoare unei anumite probabilități de apariție a unei articulații plastice), situată în zona momentelor mari în sistemul respectiv, care a determinat formarea articulației plastice respective, nu a condus la pierderea capacității de rezistență a elementului component al structurii, așa cum s-a întîmplat cu grinda în consolă ; la grinda încastrată după scoaterea din funcțiune a zonei slabe, sistemul continuă să preia sporul de încărcări, prăbușindu-se la o solicitare superioară ce va corespunde la o altă probabilitate de cedare mult mai mică. Probabilitatea de cedare rezultă cu atît mai redusă, cu cît numărul de legături este mai mare și împrăștierea valorilor ce determină capacitatea de rezistență a secțiunilor este și ea, la rîndul ei, mai mare. Bineînțeles, acest fenomen are loc numai cînd există posibilitatea de adaptare, probabilitatea de cedare fragilă a unei zone sau a unui element fiind eliminată.

Cele două categorii de avantaje ale structurilor din beton armat monolit au determinat dezvoltarea sistemelor structurale monolite a căror capacitate de rezistență a fost întotdeauna superioară celei calculate, indiferent de metoda care a fost aplicată pentru dimensionarea secțiunilor, respectiv pentru calculul static ; de aici au rezultat rezervele de siguranță sporite înregistrate adeseori în istoria construcțiilor din beton armat și comportarea neașteptat de bună pe care au prezentat-o structurile din beton armat atunci cînd sarcinile, din diverse motive, depășeau cu mult valorile încărcărilor limită stabilite prin diverse metode de calcul.

Bineînțeles, aceste rezerve de siguranță nu au putut fi înregistrate la structurile greșit alcătuite sau la cele cu grad sporit de fragilitate, la care lanțul de ,,articulații plastice'' nu se poate produce datorită faptului că redistribuția eforturilor nu poate avea loc.

Introducerea prefabricatelor ca mijloc principal pentru producția industrializată a structurilor de rezistență, necesară asigurării realizării volumului mereu crescînd al construcțiilor, reducerii duratei de execuție și sporirii productivității muncii, a adus o serie de modificări esențiale în caracterul de lucru al structurilor de rezistență ale sistemelor constructive, în special datorită modului lor de ansamblare.

În sistemele prefabricate, ale căror avantaje sînt cunoscute, s-a impus fragmentarea structurilor de rezistență în elemente componente în vederea executării lor pe cale industrială. Pentru recompunerea lor, respectiv asamblarea elementelor prefabricate în structuri, a apărut necesitatea executării îmbinărilor.

Din analiza activității duse de constructori în perioada care a trecut și în care s-au înregistrat succese importante în procesul de industrializare a construcțiilor din beton armat, se poate constata o preocupare mai susținută, în ceea ce privește concepția și realizarea prefabricatului însuși ; nu în aceeași măsură se constată o preocupare legată de realizarea îmbinărilor între elementele prefabricate. Astfel, se constată că, în prima fază a industrializării construcțiilor din beton armat, s-a dat o atenție mai redusă modului de asamblare a prefabricatelor, alegîndu-se, în general, o cale mai simplă și totodată sigură în dauna obținerii unor forme raționale. Cu toate că este bine cunoscut faptul că structurile cu grad sporit de nedeterminare, în marea lor majoritate, sînt superioare sistemelor static determinate sau celor cu grad mai redus de nedeterminare (deci celor cu legături mai puține), în cele mai multe cazuri îmbinările elementelor prefabricate s-au realizat cu legături articulate, fiind asigurată astfel, în general, în noduri, preluarea și transmiterea numai a eforturilor axiale și a forțelor tăietoare. Această orientare nu este întîmplătoare ; ea se datorește dificultăților care apar (în condițiile actuale de execuție) la realizarea îmbinărilor de continuitate, care ar fi capabile să preia momente încovoietoare ; în general, am putea spune că îmbinările sînt mai ingrate, mai puțin spectaculoase, ele constituind întotdeauna zonele delicate ale structurilor prefabricate.

Atenția pentru realizarea îmbinărilor cu legături de continuitate (care pot prelua momente încovoietoare) s-a concentrat numai asupra acelora care erau minim necesare pentru a se asigura obținerea unor sisteme cinematic fixe. Ca un exemplu caracteristic al unor astfel de îmbinări sînt cele întîlnite între stîlpii și fundațiile-pahar la structurile realizate pe cadre cu un nivel, larg folosite în țara noastră și în străinătate pentru realizarea halelor industriale.

Necesitatea reducerii consumului de materiale, a sporirii gradului de siguranță, a dezvoltării structurilor construcțiilor civile și industriale cu multe niveluri (la care singura legătură de continuitate dintre stîlp și fundație nu asigură obținerea sistemului cinematic fix) a obligat în ultima vreme pe constructori să-și axeze preocupările lor în mai mare măsură asupra rezolvării, la un nivel superior, a îmbinărilor, în sensul găsirii unor soluții la care să fie asigurată obținerea continuității totale a elementelor ; totodată s-a trecut la o analiză mai temeinică a ansamblurilor structurale alcătuite din elemente prefabricate, în sensul utilizării, în condiții superioare, a formelor mai raționale.

Considerăm că simpozionul organizat de I.P.C. în acest sens, reprezintă un pas important în această acțiune.

Nu este greu de demonstrat faptul că îmbinările elementelor prefabricate determină în mare proporție eficacitatea economică și siguranța de exploatare a construcțiilor prefabricate.

Orientarea cercetărilor, în prima fază a dezvoltării prefabricatelor, asupra concepției și tehnologiei de execuție a elementelor componente ale structurilor și nu asupra îmbinărilor, se datorește, între altele, și dificultăților tehnice care apar la alcătuirea unor îmbinări de continuitate totală, care sînt determinate de o mare complexitate de factori. Astfel, tipul de îmbinare a elementului prefabricat depinde de sistemul constructiv, de tehnologia de fabricaţie, de procedeul de montaj, de caracterul, natura şi mărimea eforturilor ; important în realizarea îmbinărilor apare şi ritmul de montaj al elementelor componente, schema de fragmentare a construcţiei care determină poziţia îmbinărilor în structură, condiţiile mediului ambiant în care se execută îmbinarea, mediul agresiv în care este exploatată îmbinarea, condiţiile de întreţinere ale construcţiei şi altele.

Este adevărat faptul că industrializarea construcţiilor prin prefabricarea elementelor, subansamblurilor sau ansamblurilor are ca scop principal reducerea duratei de execuţie a sistemelor constructive. Ar fi însă incorect de a privi prefabricarea numai ca o condiţie pentru a spori viteza de execuţie, forma construcţiilor fiind în acest mod neglijată. Este necesar să se reţină că forma construcţiilor reprezintă elementul esenţial de cauzalitate, care trebuie, în orice condiţie, să constituie elementul primar care determină concepţia constructivă. Forma construcţiilor, în ultima esenţă, este aceea care hotărăşte consumul de materiale prin modul în care acestea sînt distribuite.

Din acest motiv, pentru a contribui la dezvoltarea cît mai grabnică a construcţiilor alcătuite din elemente prefabricate, trebuie să plecăm întotdeauna de la formele cele mai avantajoase, de la siluetele care asigură o utilizare cît mai judicioasă a materialului şi a energiei necesare pentru compunerea structurii ; aceste forme să le fragmentăm în elemente pe care le putem prefabrica şi care apoi să poată fi îmbinate într-un tot care să se bucure de ansamblul avantajelor structurale ale formei respective, iniţial concepute.

Îmbinările elementelor prefabricate trebuie astfel să asigure conlucrarea unitară a părţilor componente (în general conlucrarea spaţială a întregului sistem) ; siguranţa de exploatare şi durabilitatea construcţiilor alcătuite din elemente prefabricate trebuie să fie de acelaşi ordin cu aceea a structurilor concepute din beton armat monolit.

În cele ce urmează, vom analiza unele probleme legate de îmbinările sistemelor prefabricate.

2. FRAGMENTAREA STRUCTURILOR PREFABRICATE

După cum s-a arătat, una din problemele hotărîtoare în alcătuirea structurilor din elemente prefabricate o constituie modul în care ele sînt divizate (fragmentate) în elemente componente, deci stabilirea poziţiei îmbinărilor. Stabilirea poziţiei îmbinărilor este o problemă foarte complexă, discutabilă şi controversată.

În principiu, elementele mai mari sînt mai avantajoase decît elementele mici, dacă le sînt asigurate condiţii de transport şi macarale de ridicat pentru montare. În acest sens, se întrevede în viitor transportul unor astfel de elemente cu elicopterul, care va asigura şi montarea lor. În aceste condiţii, gabaritul căilor ferate şi al reţelelor de drumuri nu va mai constitui o frînă în dezvoltarea prefabricatelor. Aceasta nu înseamnă că în procesul de fabricaţie, obligatoriu, ansamblul sau subansamblul ce urmează a fi montat pe şantier trebuie să fie realizat dintr-o singură bucată. În procesul de fabricaţie, ansamblurile realizate ca elemente pentru şantier pot fi divizate ; principal este ca cea mai mare parte din operaţiile de asamblare să fie executate tot în fabrică, pe cale industrială, urmînd ca pe şantier numărul de îmbinări să fie redus la minimum.

Oricum, fragmentarea structurilor hotărăşte modul de fabricare a lor, transportul, depozitarea, montarea, recompunerea prefabricatelor şi, în cele mai multe cazuri, capacitatea de rezistenţă a elementelor, a structurii şi, în general, comportarea ansamblului realizat.

Este evident faptul că la construcţiile alcătuite din elemente mici apar complicaţii importante din cauza numărului mare de îmbinări şi, în consecinţă, necesitatea consumului unui volum important de muncă pentru montare care, totodată, este anevoioasă şi incomodă. De asemenea, este important de reţinut faptul că numărul mare de tipuri de îmbinări îngreuiază mult lucrările de execuţie. Totodată, trebuie

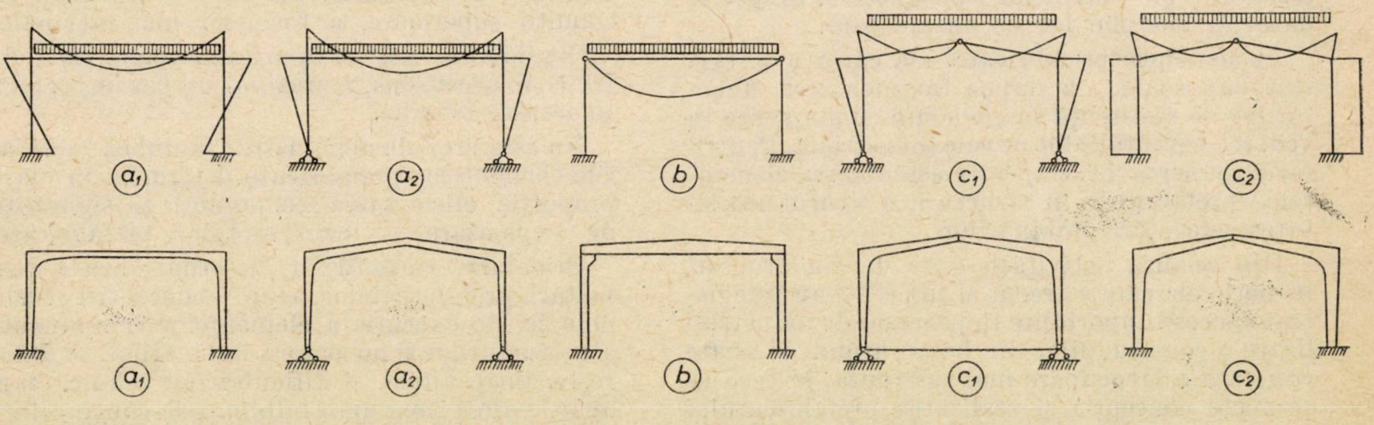


Fig. 5 — Cadre portal : a — dintr-o singură bucată ; b — din stîlpi şi riglă ; c — din elemente cotite (cadre peron)

avut în vedere faptul că reducerea tipurilor de îmbinări (la anumite aşa-zise tipuri universale) nu apare raţională. Îmbinările care lucrează la compresiune trebuie să fie alcătuite diferit de cele care lucrează la întindere ; cele care asigură asamblarea elementelor pe o direcţie trebuie să difere de cele care asigură asamblarea prefabricatelor după două direcţii etc.

În afara acestor consideraţii, la fragmentarea structurilor în elemente componente este necesar a se avea în vedere faptul că zonele de îmbinare, în general, datorită dificultăţilor pe care le

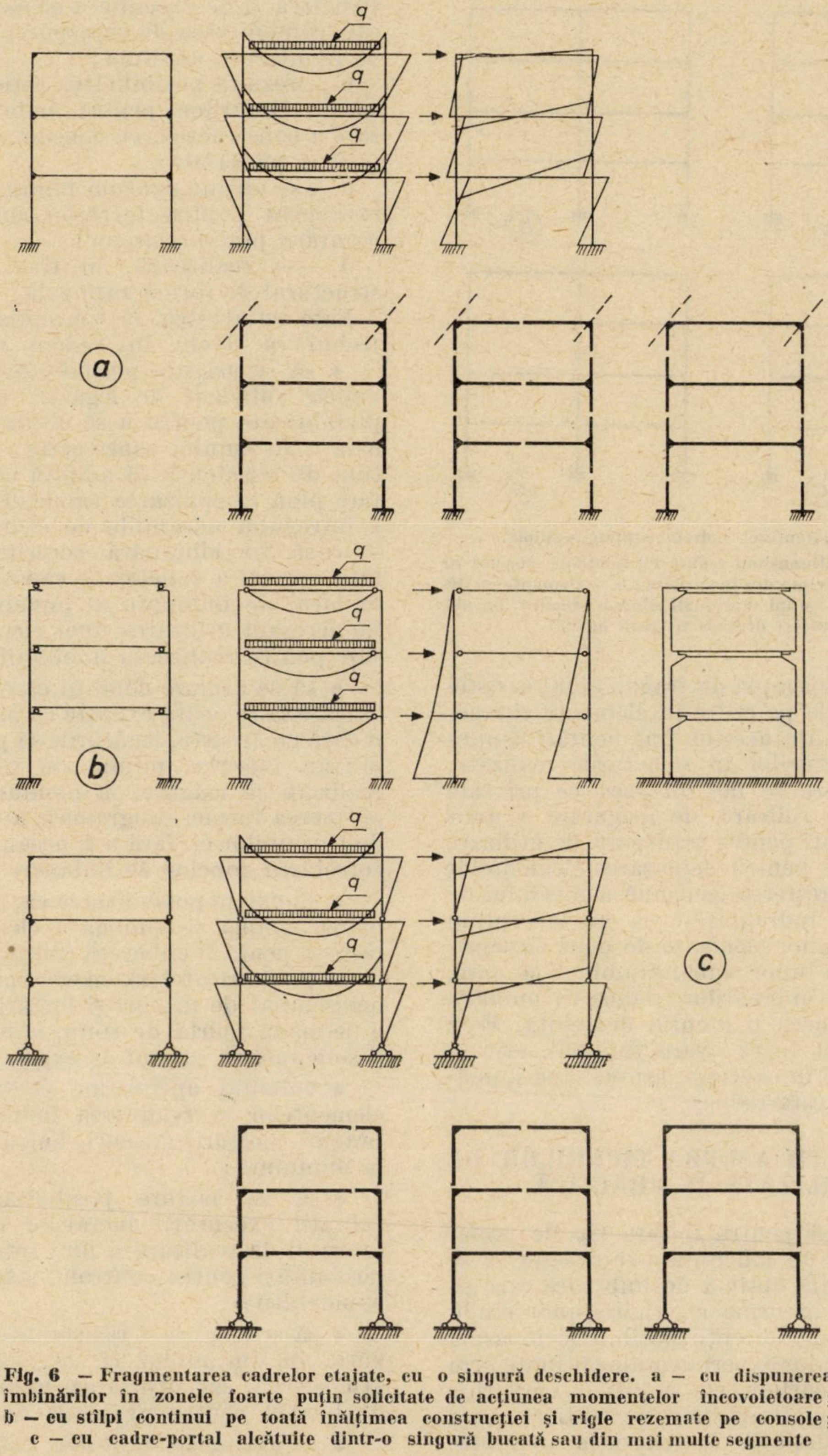


Fig. 6 — Fragmentarea cadrelor etajate, cu o singură deschidere. a — cu dispunerea îmbinărilor în zonele foarte puţin solicitate de acţiunea momentelor încovoietoare ; b — cu stîlpi continui pe toată înălţimea construcţiei şi rigle rezemate pe console ; c — cu cadre-portal alcătuite dintr-o singură bucată sau din mai multe segmente

prezintă în realizarea lor, constituie porţiuni mai slabe ale structurilor de rezistenţă cu distribuţii ale eforturilor unitare mai puţin avantajoase şi totodată cu concentrări de defecte. Din acest motiv, este indicat ca îmbinările să fie situate în zonele mai puţin solicitate ale sistemului structural. În fig. 5, 6 şi 7 sînt prezentate cîteva exemple de fragmentare a sistemelor structurale pe cadre în elemente componente şi consecinţa acestor fragmentări asupra distribuţiei eforturilor în structurile realizate.

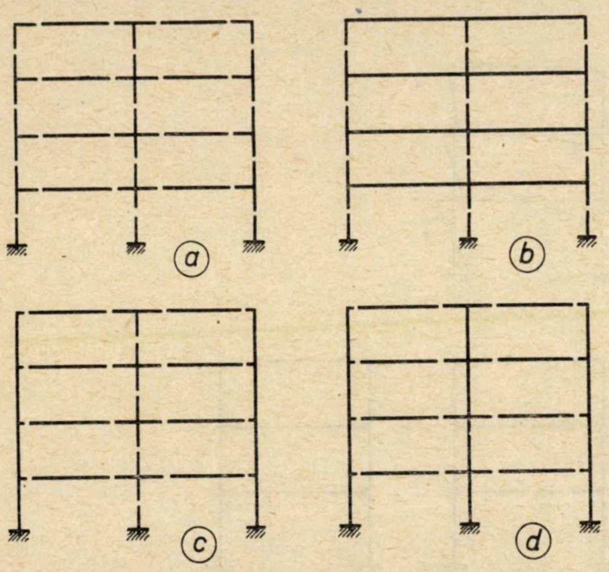


Fig. 7 — Fragmentarea cadrelor etajate multiple.
a — elemente de dimensiuni reduse cu îmbinări dispuse în zone cu solicitări minime din încovoiere ; b — elemente de dimensiuni mari ; c — stîlpi marginali dintr-o singură bucată
d — toţi stîlpii dintr-o singură bucată

Progresele care se fac, în ceea ce priveşte posibilitatea de ridicare, de asigurare a unor gabarite mai mari pentru transport, de utilizare a căilor aeriene pentru deplasarea elementelor şi, în general, creşterea continuă a nivelului de mecanizare, ne îndreptăţesc să ne îndreptăm atenţia asupra unor elemente de mari dimensiuni sau asupra unor subansambluri la care, pentru execuţia îmbinărilor (reduse la număr), să se poată acorda o atenţie deosebită. Este evident că acest lucru apare raţional, atît în proiectare, cît şi în execuţie, atunci cînd numărul îmbinărilor este redus.

3. CONSIDERAŢII ASUPRA TIPURILOR DE ÎMBINĂRI UTILIZATE ÎN PRACTICĂ

Considerăm că pentru fiecare tip de prefabricat şi natură de solicitare este necesar să se găsească o soluţie optimă de îmbinare care să fie definitivată în urma efectuării unor studii asupra diverselor concepţii posibile şi în urma analizei rezultatelor experimentale obţinute prin încercarea îmbinărilor, cît şi prin observaţiile făcute în staţii pilot sau direct pe şantier asupra tehnologiilor adoptate la execuţia acestora. Tipul de îmbinare nu poate fi desprins de tipul elementului, de caracterul construcţiei, de condiţiile şi de natura tehnologiei de execuţie a prefabricatului şi nici de tehnologia execuţiei îmbinării.

În general, îmbinarea cea mai bună se consideră cea la care sînt îndeplinite următoarele condiţii :

a — se asigură simplitatea de alcătuire constructivă şi de execuţie a elementului prefabricat, comoditatea de transport, de depozitare şi de montare a acestuia ;

b — rezultă posibilitatea raţională de organizare a lucrărilor pentru toate fazele de realizare a construcţiei, cu consum minim de manoperă şi materiale ;

c — se obţine consum minim de materiale şi manoperă pentru lucrările auxiliare necesare montării prefabricatelor ;

d — se realizează, în final, un ansamblu structural de formă raţională.

Faţă de acestea, la concepţia îmbinărilor va trebui să avem în vedere următoarele :

- să se asigure posibilitatea realizării unui număr suficient de legături între elementele prefabricate pentru a se obţine o formă raţională a sistemului constructiv ; totodată, structura de rezistenţă să admită condiţii de adaptare pînă la epuizarea capacităţii de rezistenţă a întregului ansamblu de elemente ;
- să fie eliminată necesitatea tratării în mod special a zonelor de capăt ale elementelor în locul de îmbinare al prefabricatelor; să nu fie necesară utilizarea unor elemente suplimentare pentru realizarea îmbinării ;
- să se asigure condiţii ca elementele prefabricate să se poată executa cu precizia necesară ; o dată cu aceasta, legăturile să poată fi realizate într-un interval minim de timp ; îmbinările realizate să asigure, la montarea elementelor, obţinerea formei programate a construcţiei şi a dimensiunilor ei, fără a fi necesară finisarea sau corectarea zonelor de îmbinare ;
- să existe posibilitatea ca, paralel cu asamblarea simplă şi comodă a elementelor, macaraua să poată fi eliberată (imediat după poziţionarea prefabricatelor), cu efectuarea unui număr neînsemnat de măsuri şi lucrări speciale ; după o perioadă scurtă de timp, îmbinarea să poată fi solicitată la sarcini de exploatare ;
- volumul operaţiilor pentru poziţionarea elementelor şi realizarea îmbinărilor (sudură, praguri, bolţuri, guseuri, buloane) să fie redus la minimum ;
- să se asigure posibilitatea controlului calităţii executării lucrărilor de îmbinare în procesul de realizare a lor ; totodată, să existe posibilităţi pentru controlul stării lor în timpul exploatării ;
- să se asigure o rezistenţă ridicată a îmbinării, în ansamblul ei, la acţiunea agenţilor atmosferici, cu utilizarea unui volum minim de lucrări pentru protecţia anticorosivă ;
- să existe posibilitatea asamblării elementelor prefabricate în diverse condiţii atmosferice

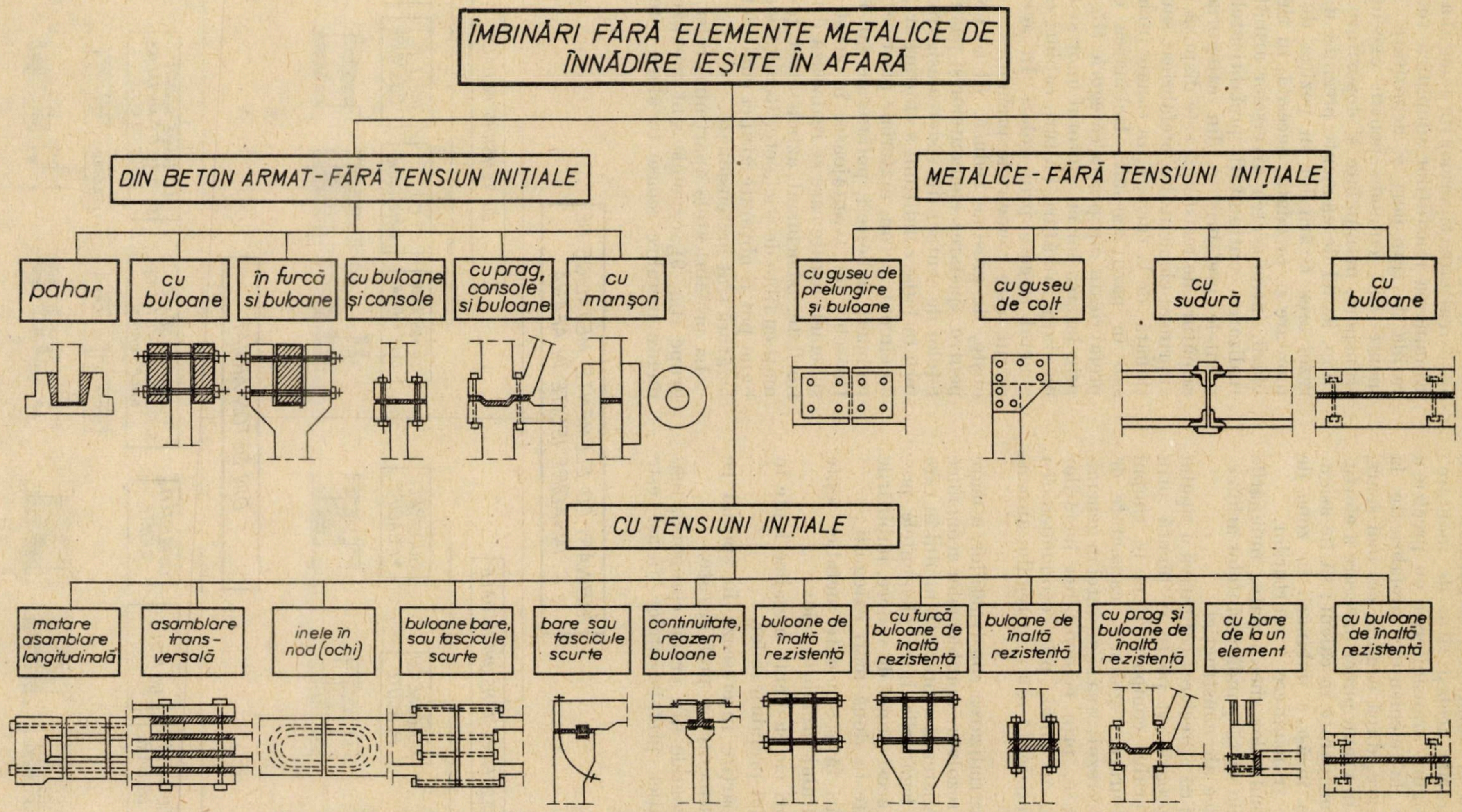

ÎMBINĂRI FĂRĂ ELEMENTE METALICE DE ÎNNĂDIRE IEŞITE ÎN AFARĂ
DIN BETON ARMAT - FĂRĂ TENSIUN INIȚIALE
pahar
cu buloane
în furcă și buloane
cu buloane și console
cu prag, console și buloane
cu manșon
METALICE - FĂRĂ TENSIUNI INIȚIALE
cu guseu de prelungire și buloane
cu guseu de colț
cu sudură
cu buloane
CU TENSIUNI INIȚIALE
matare asamblare longitudinală
asamblare transversală
inele în nod (ochi)
buloane bare, sau fascicule scurte
bare sau fascicule scurte
continuitate, reazem buloane
buloane de înaltă rezistență
cu furcă buloane de înaltă rezistență
buloane de înaltă rezistență
cu prag și buloane de înaltă rezistență
cu bare de la un element
cu buloane de înaltă rezistență

Fig. 8 — Schema de îmbinări fără elemente metalice de înnădire ieşite în afara conturului prefabricatelor

de temperatură și umiditate, asigurîndu-se în toate împrejurările același ritm de montare;

- să se asigure transmiterea cu precizie a eforturilor de la elementele prefabricate la zona de îmbinare, după drumul cel mai scurt, fără depășirea în vreun punct oarecare a eforturilor limită, considerate în calcul; să fie asigurată rezistența însăși a îmbinării în zona de preluare și de transmitere a eforturilor.

În afara condițiilor menționate, îmbinările realizate trebuie să răspundă cerințelor arhitecturale și estetice ale construcției.

Rezultă deci că aprecierea calitativă a tipului de îmbinare programat poate fi făcută prin analiza caracterului comportării ei în timpul exploatării (fisurare, rigiditate, capacitate de rezistență), prin rezolvarea siguranței în general, prin durabilitate, prin comoditatea lucrărilor tehnologice și, în final, prin economicitatea structurii de rezistență sau a întregului ansamblu constructiv.

Pentru industrializarea construcțiilor, o mare importanță în rezolvarea problemelor economice și a celor de rezistență o prezintă modul în care sînt realizate legăturile între elementele prefabricate. Din acest punct de vedere, îmbinările pot fi împărțite în două mari categorii:

1. — Îmbinări fără elemente metalice ieșite în afara conturului prefabricatelor.

2. — Îmbinări cu elemente metalice ieșite în afara conturului prefabricatelor.

Această împărțire interesează în special pe executantul elementelor prefabricate.

Pentru elementele din prima categorie, tehnologia execuției prefabricatelor însăși este simțitor simplificată, în special în ceea ce privește realizarea tiparelor (în general a cofrajelor). Eliminarea mustăților simplifică totodată operațiile de transport și depozitare. Aceste elemente sînt comode pentru execuție, pentru transport, manipulare și depozitare. În același timp, astfel de elemente prezintă dificultăți în rezolvarea fixării lor în poziția de proiect la montare și, totodată, necesită, în timpul asamblării, introducerea diverselor armături pentru realizarea continuității prefabricatelor. La elementele prefabricate din categoria 1, toată armătura de rezistență este dispusă în beton în cuprinsul elementului prefabricat sau este poziționată, de la turnare, în canale închise, în nișe sau în pazii speciale. Îmbinarea elementelor prefabricate din prima categorie (fig. 8) se face prin legarea lor cu ajutorul unor sisteme suplimentare, armături, bolțuri, cabluri sau bare, în general trecute prin goluri. În aceste cazuri, rostul între elementele prefabricate este, îndeobște, de grosime redusă. El se completează, pentru ajustarea elementelor și păsuirea suprafețelor de contact (în vederea asigurării transmiterii în bune condițiuni a eforturilor), cu mortar de ciment, beton, materiale plastice pe bază de polimeri, poliesteri, poliuretan, sau în alt mod. Deosebit de avantajoase, în acest sens, sînt sistemele uscate care se realizează din materiale fibrilate, azbociment, azbopolimer, poliesteri armați cu fibre de sticlă etc. Rezultate deosebit de bune pot fi obținute atunci cînd elementele de legătură sînt pretensionate.

La prefabricatele aparținînd celei de a doua grupe (fig. 9), capetele sînt prevăzute cu elemente metalice scoase în afara conturului lor

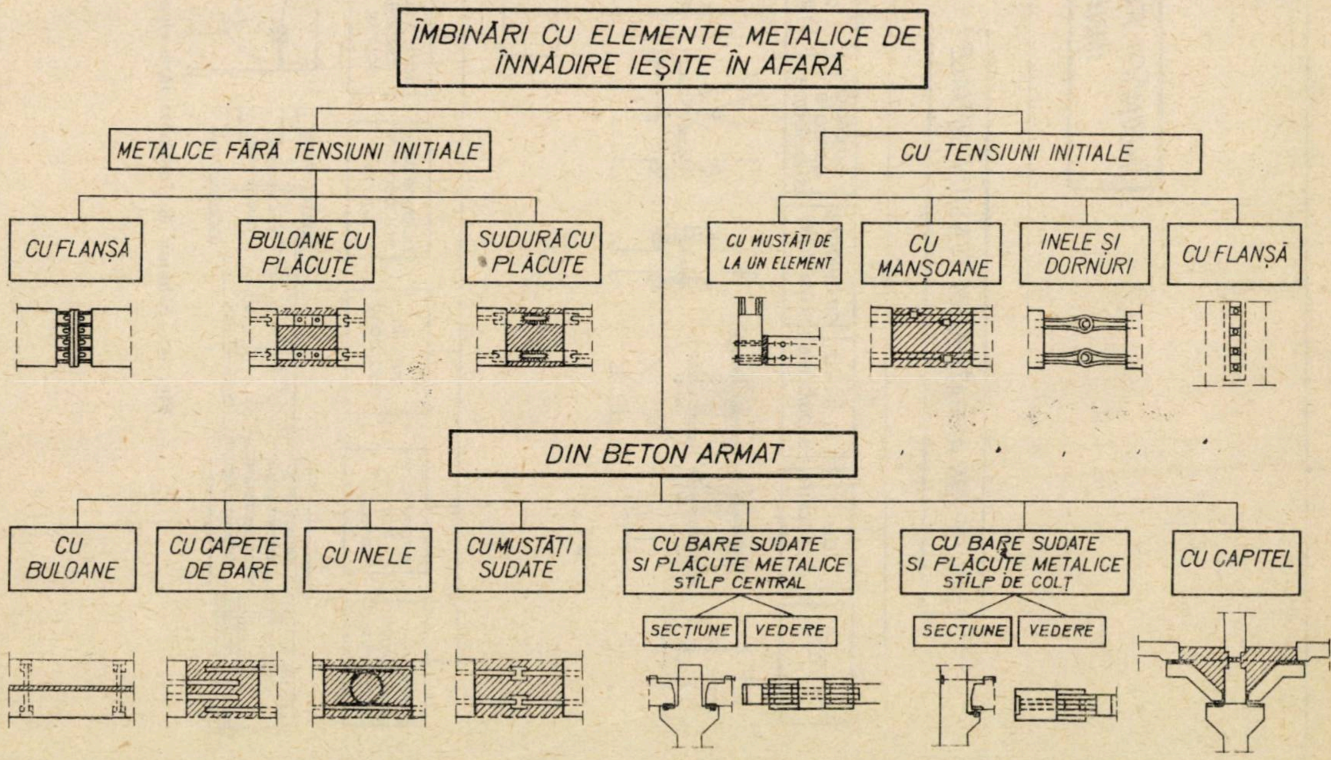

ÎMBINĂRI CU ELEMENTE METALICE DE ÎNNĂDIRE IEȘITE ÎN AFARĂ
METALICE FĂRĂ TENSIUNI INIȚIALE
CU TENSIUNI INIȚIALE
CU FLANȘĂ
BULOANE CU PLĂCUȚE
SUDURĂ CU PLĂCUȚE
CU MUSTĂȚI DE LA UN ELEMENT
CU MANȘOANE
INELE ȘI DORNURI
CU FLANȘĂ
DIN BETON ARMAT
CU BULOANE
CU CAPETE DE BARE
CU INELE
CU MUSTĂȚI SUDATE
CU BARE SUDATE ȘI PLĂCUȚE METALICE STÎLP CENTRAL
SECȚIUNE
VEDERE
CU BARE SUDATE ȘI PLĂCUȚE METALICE STÎLP DE COLȚ
SECȚIUNE
VEDERE
CU CAPITEL

Fig. 9 — Schema de îmbinări cu elemente metalice de înnădire ieșite în afara conturului prefabricatelor

(sub formă de mustăţi); acestea complică în mare măsură execuţia elementelor prefabricate; de asemenea, prezenţa mustăţilor complică transportul, manipularea şi depozitarea prefabricatelor, fiind necesar a se asigura o protecţie continuă a lor. La montare însă, elementele metalice scoase în afara conturului prefabricatelor permit fixarea acestora în poziţie de proiect şi asigură condiţii multiple pentru realizarea continuităţii.

Realizarea îmbinărilor elementelor cu mustăţi în aceste condiţii, se reduce, de obicei, la legarea armăturilor între ele prin sudură şi la betonarea lor. Volumul lucrărilor de sudură necesar realizării continuităţii este foarte mare, iar lucrările, în general, sînt dificile de executat.

În cazul îmbinărilor metalice, capetele profilelor laminate sînt legate între ele cu ajutorul buloanelor sau prin intermediul sudurii.

La elementele la care îmbinarea se realizează prin utilizarea mustăţilor prevăzute numai la o parte din elemente, care se petrec prin golurile lăsate la celelalte elemente, pot fi obţinute legături mai avantajoase utilizînd în acest scop tensionarea mustăţilor şi blocarea lor. Unele avantaje sînt obţinute şi în cazul în care mustăţile sînt legate prin mufe, ochiuri sau bucle şi apoi sînt pretensionate şi blocate în această situaţie.

Îmbinările din beton armat, realizate prin înnădirea mustăţilor şi betonarea lor ulterioară, trebuie să asigure preluarea sarcinilor de montaj imediat după montarea elementelor. Monolitizarea îmbinării, în acest caz, are rolul de a spori rigiditatea sistemului, de a mări capacitatea de rezistenţă a acestuia şi de a asigura protecţia armăturilor. Astfel de îmbinări trebuie alcătuite în aşa mod încît ele să joace un rol hotărîtor în sporirea capacităţii ansamblului construit.

O foarte mare importanţă la aceste îmbinări prezintă asigurarea unei temeinice legături între betonul de monolitizare şi betonul care se toarnă în îmbinare. De obicei, în zona de îmbinare la interfaţa de contact, datorită aderenţei slabe a betonului nou turnat la cel vechi, sub acţiunea efortului de contracţie şi a concentrărilor de tensiuni în general, apar fisuri premature care nu asigură rezolvarea cerinţelor anterior menţionate. Totodată, operaţia de monolitizare rezultă puţin productivă; îmbinările fiind situate la distanţe relativ mari unele de altele, nu se poate asigura continuitatea executării lucrărilor de betonare; de asemenea, îmbinările nu pot fi executate decît în anumite condiţiuni de temperatură.

Îmbinările de acest gen, în special datorită mustăţilor, micşorează coeficientul de industrializare a construcţiilor, în ceea ce priveşte execuţia prefabricatelor şi asamblarea lor, iar la montare, în poziţie de proiect, cer în general lucrări suplimentare pentru susţinerea lor, ceea ce conduce la un consum mai ridicat de manoperă, fiind totodată incomode. La realizarea acestor îmbinări apare necesară asigurarea protecţiei armăturilor, care este simţitor redusă atunci cînd apar fisuri în zonele de contact dintre betonul de monolitizare şi cel din elementele prefabricate.

Parte din dezavantajele menţionate la realizarea acestor îmbinări vor fi eliminate o dată cu introducerea cimenturilor expansive pentru betonarea zonelor de legătură ale elementelor prefabricate.

La îmbinările metalice, parte din lipsurile menţionate mai sus sînt eliminate. Îmbinarea, în acest caz, capătă o capacitate mare de rezistenţă imediat după asamblarea elementelor prefabricate, care se poate face, în general, fără a fi necesare lucrări suplimentare de susţinere. Soluţia cu bolţuri sau buloane apare în multe cazuri cea mai avantajoasă; totuşi, la acest sistem de îmbinare apar dificultăţi legate de precizia executării golurilor şi de protecţia îmbinării metalice contra coroziunii.

Folosirea legăturilor elementelor metalice prin sudură, adeseori conduce la degradarea betonului din zona de capăt a elementului, datorită încălzirii ridicate a acestuia.

Ca şi la îmbinările din beton armat, la toate tipurile de îmbinări metalice continuitatea nu este suficient stăpînită datorită gradului diferit de deformare a zonelor de legătură realizate.

Această problemă a continuităţii, după părerea noastră, poate fi satisfăcător realizată în condiţiile de azi prin introducerea sistemelor de asamblare a elementelor prefabricate prin precomprimare. Pînă în prezent însă, astfel de sisteme sînt puţin cercetate şi deocamdată nu există suficientă experienţă pentru ca unele soluţii elaborate să fie introduse în masă, în practică. Apare necesar a se concentra eforturile constructorilor pentru rezolvarea unor sisteme de îmbinări precomprimate care să poată fi utilizate raţional în practica de asamblare a elementelor prefabricate, fapt care va permite să se pună în concordanţă modul de armare a sistemelor prefabricate cu cel de asamblare a lor.

CZ 624.012.36:693.95

COMPORTAREA UNOR ÎMBINĂRI ÎNTRE ELEMENTE PREFABRICATE LINIARE DE BETON ARMAT UTILIZATE LA STRUCTURI PENTRU CONSTRUCŢII INDUSTRIALE

Ing. **CONSTANTIN LEONTE,** conf. dr. ing. **ANATOLIE MIHUL,**
ing. **SERGIU COROBCEANU,** ing. **COLOMAN SZALONTAY**
Institutul politehnic Iaşi
Ing. **GHEORGHE PĂLĂMARU** – INCERC Filiala Iaşi

1. CONSIDERAŢII GENERALE

Industrializarea execuţiei structurilor de rezistenţă de beton armat, prin folosirea elementelor prefabricate, a pus numeroase probleme greu de rezolvat, izvorîte din însăşi caracteristicile fizice şi mecanice specifice ale betonului armat. Una dintre aceste probleme, de o mare importanţă tehnică şi economică, de care depinde consumul de oţel şi beton şi posibilitatea industrializării execuţiei unor structuri de rezistenţă complexe, o constituie realizarea îmbinărilor dintre elementele prefabricate. Incompatibilitatea betonului pentru îmbinări, dificultăţile de execuţie şi, din aceste cauze, comportarea uneori nesatisfăcătoare au făcut ca îmbinările de continuitate totală între elementele prefabricate să fie folosite într-o măsură redusă şi cu prudenţă. Au fost adoptate pe scară largă îmbinările fără continuitate totală, care în calculul static se consideră ca articulaţii şi, numai uneori, se folosesc îmbinări cu continuitate realizată după montajul construcţiei pentru preluarea efectelor unor încărcări extraordinare (seismice). Pentru proiectare, considerarea de articulaţii la îmbinări prezintă avantajul unor ipoteze de calcul static clare, iar continuitatea constructivă care se realizează la îmbinări conduce la obţinerea unor siguranţe suplimentare, de rezistenţă şi stabilitate. Îmbinările fără continuitate, datorită simplităţii execuţiei, au fost acceptate fără dificultăţi şi de întreprinderile de execuţie.

Folosirea îmbinărilor fără continuitate, pe lîngă avantajele arătate, are însă ca efect limitarea industrializării execuţiei numai la structurile parter sau parter şi unul sau două etaje, la care stabilitatea se asigură prin încastrarea stîlpilor în fundaţii, reducerea numărului de legături şi respectiv a gradului de nedeterminare statică a structurilor, micşorarea capacităţii şi a rezervelor de rezistenţă şi mărirea consumului de oţel şi de beton în raport cu acela de la structurile executate din beton armat monolit.

Experienţa obţinută în proiectarea şi execuţia structurilor alcătuite din elemente prefabricate, precum şi necesitatea industrializării execuţiei unor structuri de rezistenţă pentru construcţii industriale cu multe etaje şi a reducerii consumului de oţel şi beton, impun folosirea îmbinărilor cu continuitate totală.

După cum este cunoscut, în etapa actuală există numeroase soluţii constructive de alcătuire a îmbinărilor cu continuitate perfectă. În funcţie de modul de realizare, îmbinările sînt împărţite în trei categorii: umede, uscate şi mixte. Datorită avantajelor pe care le prezintă (păstrarea omogenităţii structurale, rezistenţa la coroziune şi la foc, consum redus de oţel etc.), îmbinările umede sînt cele mai indicate. Trebuie observat însă că datorită aderenţei slabe şi a fenomenului de contracţie, în aceste îmbinări se formează fisuri care se prezintă sub forma unor rosturi de separaţie între betonul de monolitizare şi betonul vechi al elementelor prefabricate. Formarea şi deschiderea acestor fisuri depind de mulţi factori, cum sînt: gradul de carbonatare a pietrei de ciment la suprafaţa elementelor prefabricate, modul de alcătuire şi de execuţie al îmbinărilor, de îngrijirea după turnare a betonului de monolitizare, vîrsta betonului din îmbinări la încărcarea structurii de rezistenţă etc. Fisurarea timpurie şi mai accentuată a betonului în zonele îmbinărilor face să existe o anumită incertitudine asupra durabilităţii structurilor alcătuite din elemente prefabricate de beton armat, mai ales în cazul exploatării construcției în medii corosive. Datorită acestor rosturi de separație în zonele îmbinărilor, se produc deformații mai mari care fac ca distribuția eforturilor în structurile de rezistență alcătuite din elemente prefabricate să fie diferită de aceea de la structurile executate din beton armat monolit. La încărcarea cu sarcini, din cauza dezvoltării unor deformații împiedicate în zonele îmbinărilor, solicitările în celelalte zone au valori mai mari. Pentru a putea determina starea reală de eforturi și de deformații, precum și distribuția și dezvoltarea fisurilor, produse de încărcările de exploatare, este necesară cunoașterea întocmai a deformațiilor suplimentare care se produc în zonele îmbinărilor. O dată cu creșterea încărcărilor și a deformațiilor, se produce o solicitare mai puternică și a îmbinărilor, capacitatea de rezistență a structurii întregi depinzînd de capacitatea de rezistență și de deformație a îmbinărilor.

În scopul stabilirii acestor caracteristici de deformație și de rezistență s-au încercat, la încărcări statice și la încărcări dinamice, pînă la pierderea capacității de rezistență, cîteva tipuri de îmbinări umede cu continuitate totală, folosite curent la asamblarea structurilor de rezistență pentru construcții industriale.

2. PROGRAMUL ÎNCERCĂRILOR

A fost studiată experimental comportarea la încărcări statice și la încărcări dinamice a unor îmbinări umede, cu continuitate perfectă, de următoarele tipuri (fig. 1):

- — îmbinări între rigle și stîlpi marginali, cu console de rezemare — tip A;
- — îmbinări între rigle și stîlpi marginali, fără console de rezemare — tip B;
- — îmbinări între rigle și stîlpi centrali, fără console de rezemare — tip C;
- — îmbinări de continuitate stîlp-stîlp, cu pivot central — tip D;
- — îmbinări de continuitate stîlp-stîlp, cu alveole pe contur — tip E.

Studiul comportării îmbinărilor la încărcări statice s-a făcut prin încercări pe elemente static determinate reprezentînd noduri de cadre și pe cadre

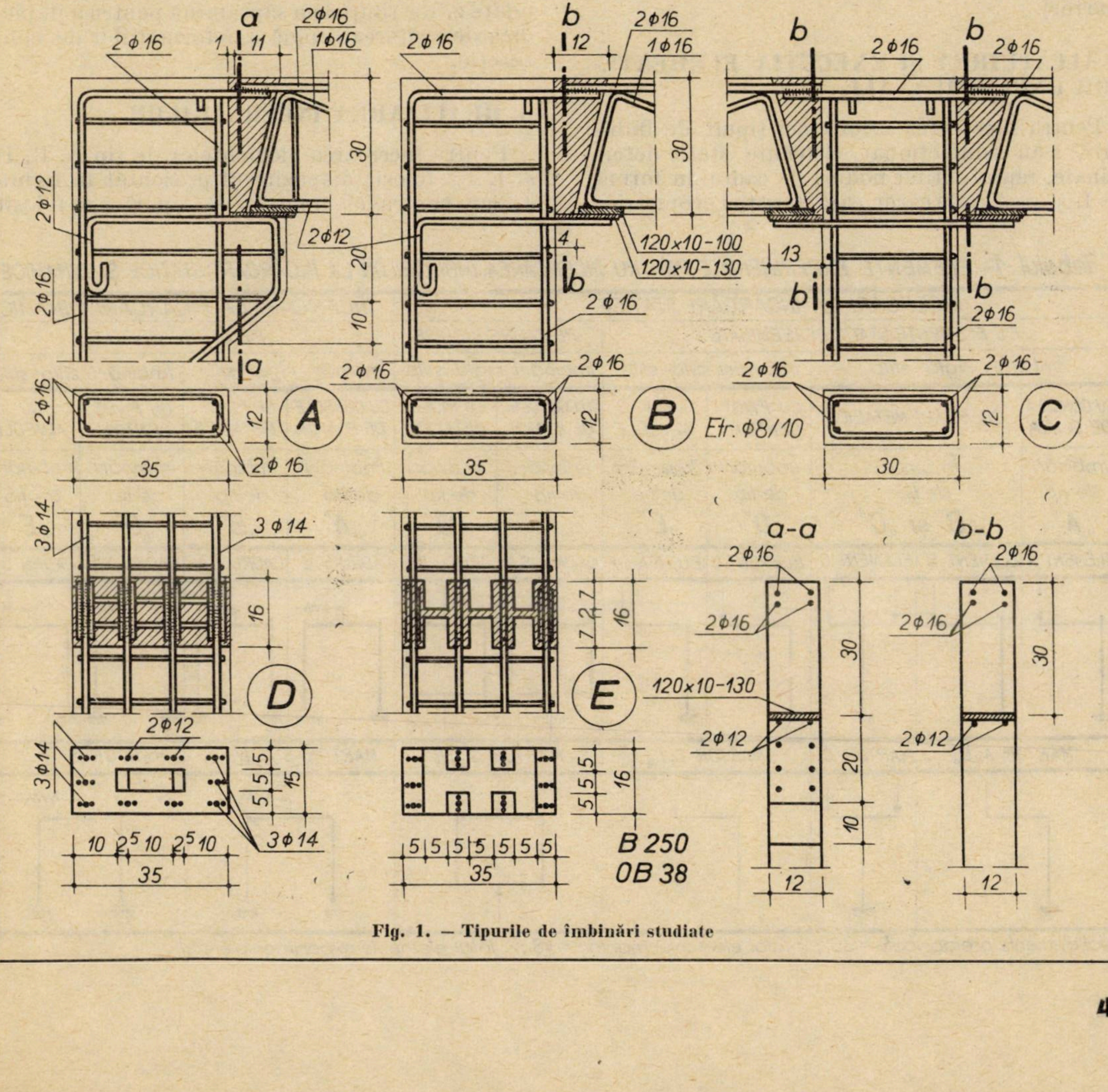


Fig. 1. — Tipurile de îmbinări studiate

închise de formă dreptunghiulară, iar la încărcări dinamice pe cadre de tip portal, articulate în fundaţii. Pentru comparaţie, s-au făcut încercări şi pe modele martor executate prin turnare direct la dimensiunile finale. Modelele pentru experimentarea tipurilor de îmbinări, arătate mai sus, în regim static şi dinamic, sînt prezentate în tabelul 1. Din fiecare tip au fost confecţionate cîte trei modele, fiind încercate în total 51 de elemente. Modelele au fost confecţionate la scara 1/3 faţă de prototipul unui cadru cu deschideri de 9...12 m şi 3–4 niveluri cu înălţimi de circa 4...6 m. S-a considerat că aceste modele sînt suficient de mari pentru a avea o comportare apropiată de a structurilor la scară naturală, iar dimensiunile lor au fost convenabile, permiţînd realizarea încercărilor în regim static şi dinamic cu utilajele existente în laboratoarele Facultăţii de construcţii şi a filialei INCERC din Iaşi.

În această lucrare, din lipsă de spaţiu, se prezintă numai rezultatele obţinute la încercările la încărcări statice ale modelelor static determinate, executate din elemente prefabricate cu îmbinări de tip A, B, C, D şi E şi prin turnare directă la dimensiunile finale (modele martor).

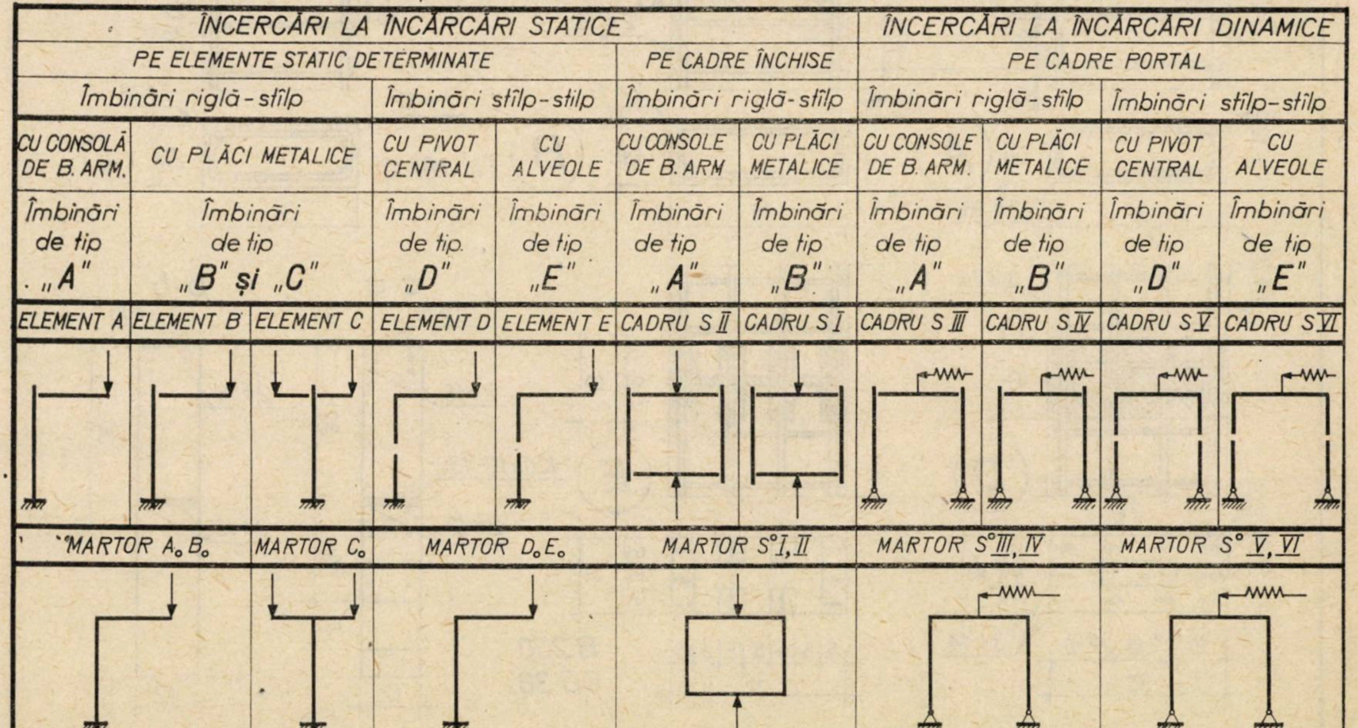
3. ALCĂTUIREA ŞI EXECUŢIA ELEMENTELOR EXPERIMENTALE

Pentru încercarea celor cinci tipuri de îmbinări, s-au confecţionat elemente static determinate, reprezentînd noduri de cadre, în formă de L şi de T, ale căror caracteristici geometrice şi de alcătuire sînt prezentate în figura 2. În aceeaşi figură sînt prezentate şi caracteristicile geometrice ale elementelor martor. Elementele prefabricate şi asamblarea lor s-au executat prin procedee cunoscute. Monolitizarea îmbinărilor s-a făcut cu beton de aceeaşi compoziţie cu cel folosit la executarea elementelor prefabricate şi a elementelor martor. Înnădirea armăturilor întinse cu ajutorul sudurii electrice şi umplerea cu beton a îmbinărilor s-au făcut în poziţie orizontală a elementelor (fig. 3). S-au întîmpinat dificultăţi la executarea sudurilor, pentru înnădirea armăturilor, mai mari la îmbinările stîlp-stîlp şi în special la îmbinările de tip E, din cauza erorilor de poziţionare a mustăţilor şi a spaţiului restrîns din jurul barelor şi ecliselor de înnădire. La îmbinările stîlp-stîlp şi, în special, la cele de tip E s-au întîmpinat dificultăţi şi la turnarea şi compactarea betonului de monolitizare. La îmbinările de tip E, deşi betonarea s-a făcut în poziţie culcată a elementelor, din cauza dimensiunilor mici, alveolele s-au umplut foarte greu cu beton. Desigur că aceste dificultăţi nu sînt mai mici atunci cînd turnarea betonului se face în poziţie verticală a îmbinărilor. După execuţie, îmbinările au fost acoperite şi udate zilnic timp de o săptămînă pentru a împiedica dezvoltarea rapidă a deformaţiilor de contracţie.

4. REALIZAREA ÎNCERCĂRILOR

Pentru încercarea elementelor de tip A, B, D şi E s-a folosit dispozitivul prezentat în figura 4, iar pentru elementele de tip C s-a folosit

Tabelul 1- ELEMENTE EXPERIMENTALE PENTRU ÎNCERCAREA ÎMBINĂRILOR LA ÎNCĂRCĂRI STATICE ŞI DINAMICE



ÎNCERCĂRI LA ÎNCĂRCĂRI STATICE							ÎNCERCĂRI LA ÎNCĂRCĂRI DINAMICE			
PE ELEMENTE STATIC DETERMINATE					PE CADRE ÎNCHISE		PE CADRE PORTAL			
Îmbinări riglă-stîlp			Îmbinări stîlp-stîlp		Îmbinări riglă-stîlp		Îmbinări riglă-stîlp		Îmbinări stîlp-stîlp	
CU CONSOLĂ DE B. ARM.	CU PLĂCI METALICE		CU PIVOT CENTRAL	CU ALVEOLE	CU CONSOLE DE B. ARM	CU PLĂCI METALICE	CU CONSOLE DE B. ARM.	CU PLĂCI METALICE	CU PIVOT CENTRAL	CU ALVEOLE
Îmbinări de tip „A"	Îmbinări de tip „B" şi „C"		Îmbinări de tip „D"	Îmbinări de tip „E"	Îmbinări de tip „A"	Îmbinări de tip „B"	Îmbinări de tip „A"	Îmbinări de tip „B"	Îmbinări de tip „D"	Îmbinări de tip „E"
ELEMENT A	ELEMENT B	ELEMENT C	ELEMENT D	ELEMENT E	CADRU S II	CADRU S I	CADRU S III	CADRU S IV	CADRU S V	CADRU S VI
MARTOR A_0B_0		MARTOR C_0	MARTOR D_0E_0		MARTOR S° I, II		MARTOR S° III, IV		MARTOR S° V, VI	

Total elemente prefabricate = 33 ; Total elemente martor = 18 ; Total elemente experimentale = 51

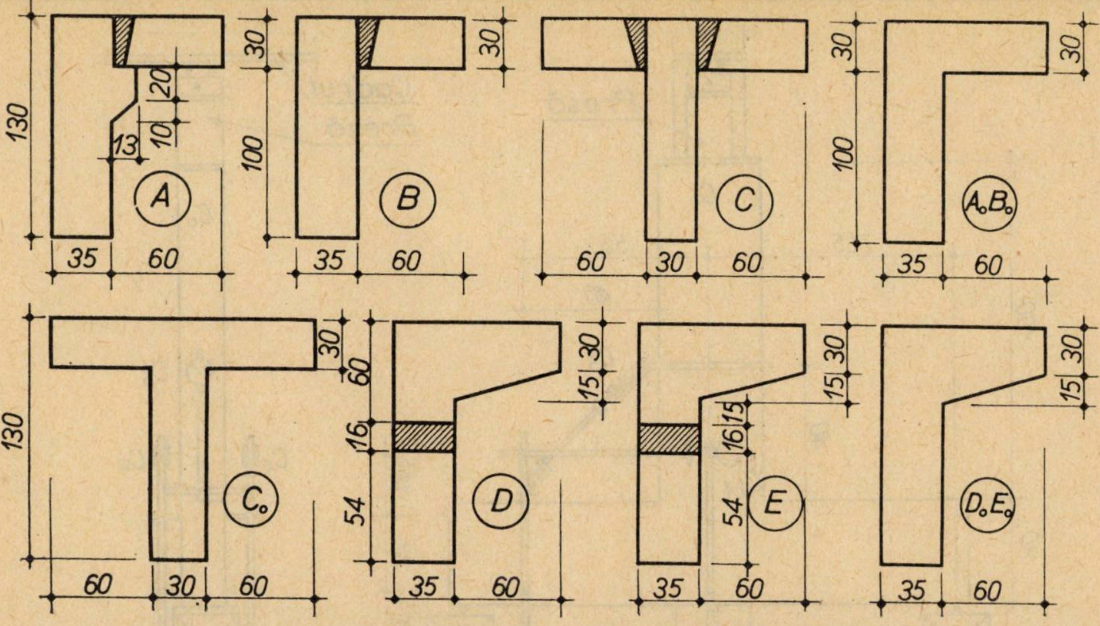

130
30
20
10
13
A
100
35
60
B
30
C
60
30
60
AoBo
35
60
130
30
60
Co
16
54
D
15
E
DoEo

Fig. 2. — Caracteristicile elementelor experimentate static determinate

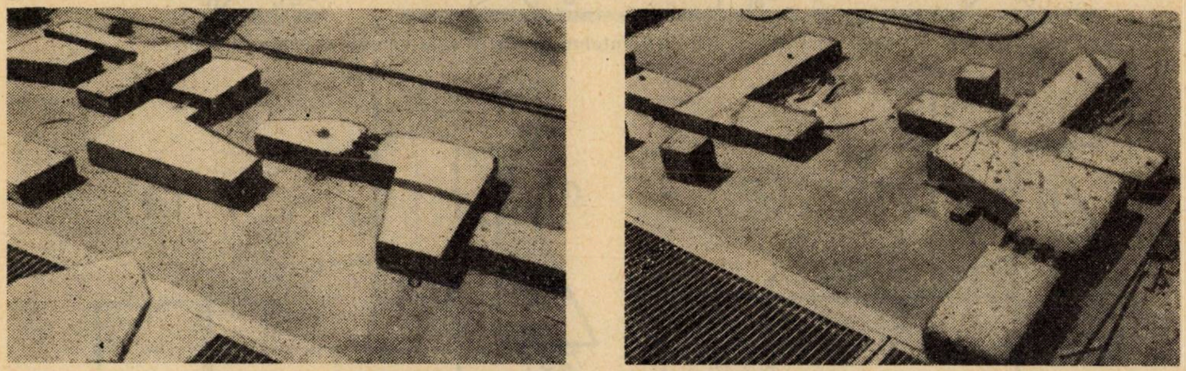


Fig. 3. — Aspecte de la executarea îmbinărilor

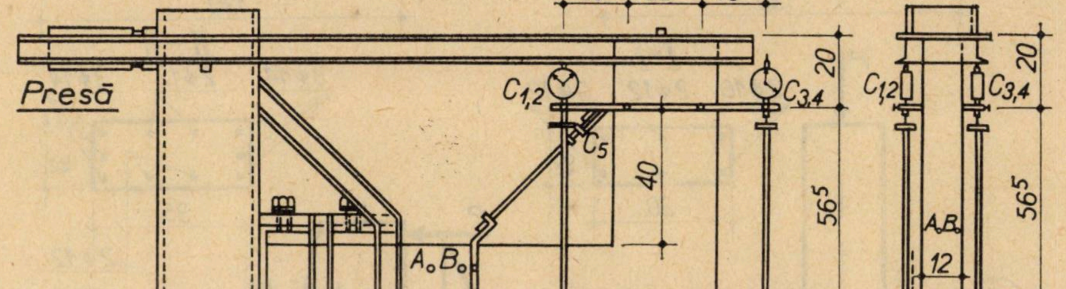
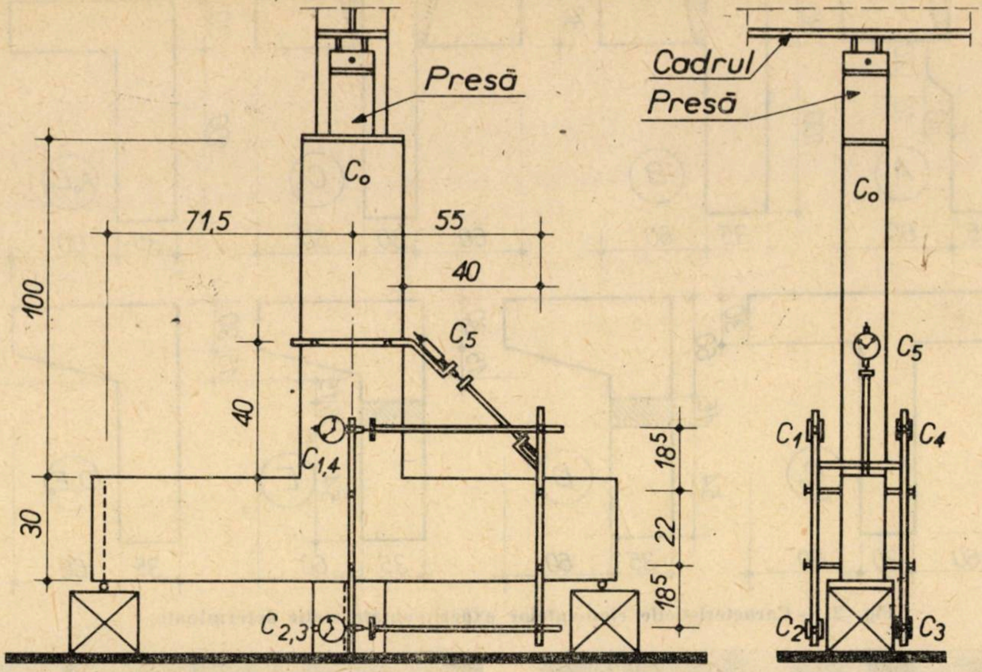

18⁵
22
18⁵
Presă
C1,2
C3,4
C5
40
56⁵
20
AoBo
12
18⁵
40
20

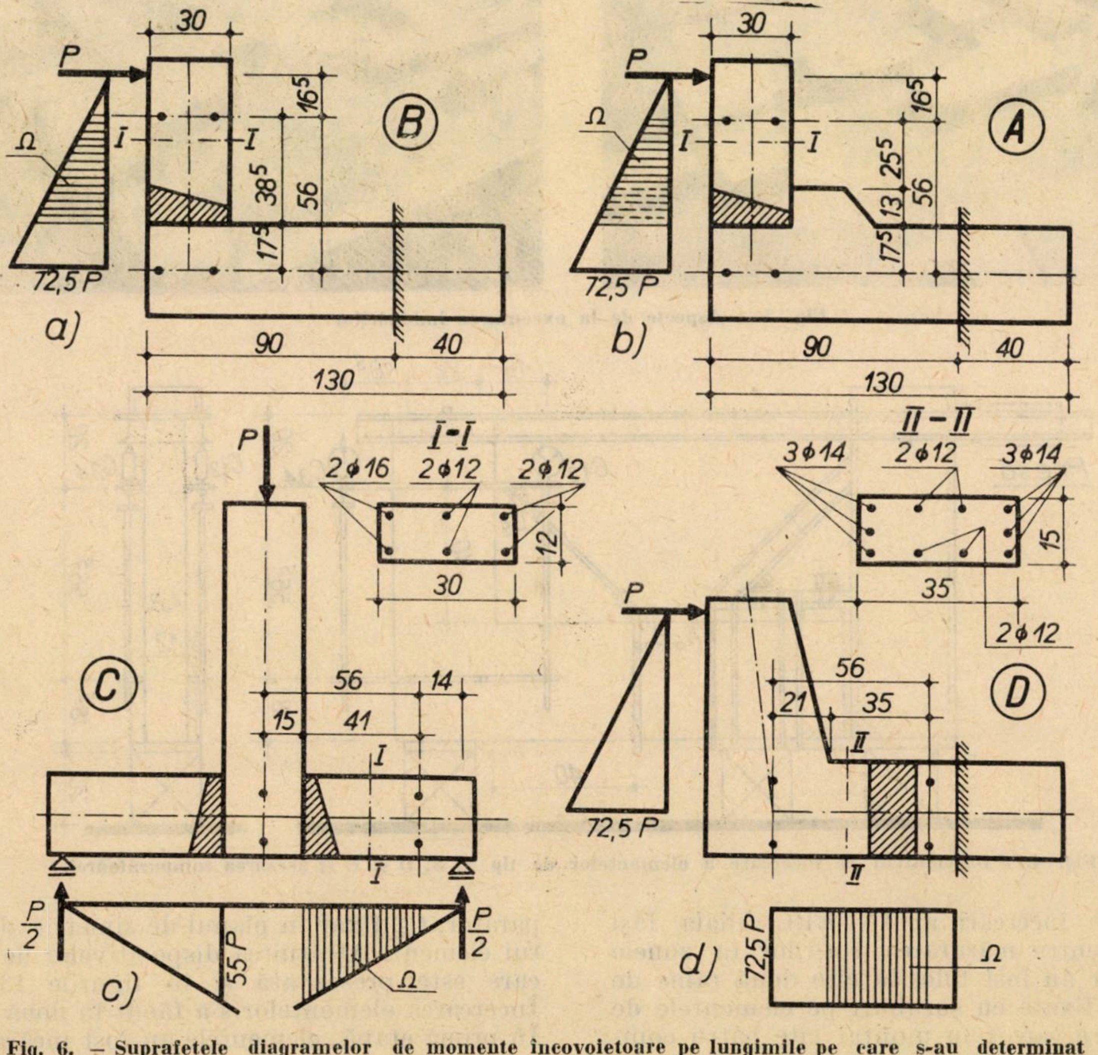
Fig. 4. — Dispozitivul de încercare a elementelor de tip A, B, D și E și așezarea comparatoarelor

standul de încercări al INCERC filiala Iași (fig. 5). Pentru măsurarea rotirilor în zonele îmbinărilor au fost folosite cîte două rame de oțel, bine fixate cu șuruburi pe elementele de beton, între care s-au montat cîte patru comparatoare (C_1, C_2, C_3 și C_4), iar pentru măsurarea închiderii nodurilor s-a folosit un singur comparator, C_5, fixat în planul de simetrie al fiecărui element. Alcătuirea dispozitivelor de încercare este prezentată și în figurile 13...19. Încercarea elementelor s-a făcut în două etape. În prima etapă, elementele au fost încărcate în trepte pînă la apariția fisurilor și apoi descărcate în trepte de valori egale. În etapa a doua,



Presă
C0
71,5
55
40
100
C5
40
C1,4
30
18⁵
22
18⁵
C2,3
Cadrul
Presă
C0
C5
C1
C4
C2
C3

Fig. 5. – Dispozitivul de încercare a elementelor de tip C și așezarea comparatoarelor



P
Ω
30
16⁵
I – I
38⁵
56
17⁵
72,5 P
B
a)
90
40
130
P
Ω
30
16⁵
I – I
25⁵
13
56
17⁵
72,5 P
A
b)
90
40
130
P
I-I
2φ16
2φ12
2φ12
12
30
C
56
14
15
41
I
I
P/2
55 P
P/2
Ω
c)
II – II
3φ14
2φ12
3φ14
15
35
2φ12
P
56
21
35
II
II
D
72,5 P
72,5 P
Ω
d)

Fig. 6. – Suprafețele diagramelor de momente încovoietoare pe lungimile pe care s-au determinat experimental rotirile θ

elementele au fost încărcate în trepte pînă la pierderea capacității de rezistență. La fiecare treaptă de încărcare s-au făcut citiri la comparatoare, s-au măsurat deschiderile și lungimile fisurilor și s-au desenat cu tuș negru pe elemente.

5. ÎNCĂRCĂRI ȘI DEFORMAȚII OBȚINUTE PRIN CALCUL

S-au stabilit, prin calcul, valorile încărcărilor de fisurare și de rupere, precum și valorile rotirilor relative între două secțiuni dispuse la ~ 56 cm distanță una de alta (fig. 4, 5 și 6), de o parte și de alta a îmbinărilor. În calcule s-au considerat valorile normate ale rezistențelor și deformațiilor specifice ale betonului (B 250) și ale oțelului (OB 38):

$$R_t^n = 20\ \mathrm{daN/cm^2};\ R_i^n = 220\ \mathrm{daN/cm^2};$$

$$\bar{\varepsilon}_{bt} = 0{,}1°/00;\ \lambda = 0{,}5;\ \sigma_c = 2850\ \mathrm{daN/cm^2};$$

$$E_b = 2{,}9\times10^5\mathrm{daN/cm^2};\ E_a = 2{,}1\times10^6\mathrm{daN/cm^2}.$$

În vederea determinării încărcărilor de fisurare, s-au stabilit valorile momentelor de fisurare cu relațiile:

— pentru secțiuni solicitate la încovoiere (elementele de tip A, B și C)

$$M_f = (0{,}292 + 0{,}75\,\alpha + 0{,}075\,\alpha')\ bh^2R_t^n = $$
$$= 90800\ \mathrm{daNcm}$$

— pentru secțiunile solicitate la compresiune excentrică (elemente de tip D și E)

$$N_f\cdot e = W_{f.e}\,R_t^n = (0{,}292+0{,}75\,\alpha_e +$$
$$+\,0{,}75\,\alpha_e')\ bh^2R_t^n = 146.000\ \mathrm{daNcm}$$

Valorile forțelor de fisurare în secțiunile cele mai solicitate, egale cu $P_f = M_f/l$ și respectiv $N_f = W_{f.e}\,R_t^n/e$ sînt date în tabelul 2.

Tabelul 2

Valorile de calcul ale forțelor de fisurare și de rupere și ale rotirilor produse de o forță P = 1 000 daN.

Tipul elementului	Forța P daN		Rotirea θ-rad·10^4	
	de fisurare	de rupere	înainte de fisurare	după fisurare
A.B./A ; B	1650/0	5530	1,76/0,99 ; 1,76	4,38/2,45 ; 4,38
C_0/C	3.300/0	11.060	1,87	4,66
D_0E_0/D ;E	3790/0	6.880. . . . .9.900	1,63	4,31

Forțele de rupere s-au stabilit cu relațiile corespunzătoare solicitării, în stadiul III de eforturi și deformații. Rezultatele obținute sînt prezentate, de asemenea, în tabelul 2. În calculul capacității de rezistență, la elementele de tip D și E, deoarece înălțimea zonei comprimate a secțiunii este mică, s-au considerat și armăturile Ø12 dispuse pe laturile secțiunii. În funcție de mărimea efortului unitar în aceste armături, în raport cu limita de curgere, s-au obținut valori diferite ale încărcării de rupere (tabelul 2).

Valorile modulului de rigiditate, pentru calculul rotirilor, s-au determinat cu relații cunoscute. Înainte de formarea fisurilor, pentru modulul de rigiditate au rezultat valorile:

— la elementele de tip A, B și C; $k = E_b\,I_{bi} = 7{,}82\times10^9\ \mathrm{daNcm^2}$

— la elementele de tip D și E; $k = E_b\,I_{bi} = 15{,}5\times10^9\ \mathrm{daNcm^2}$

După formarea fisurilor, valoarea modulului de rigiditate se micșorează, fiind egală cu:

— la elementele de tip A, B și C

$$k = E_a\,A_a\,\beta_1\,h_0^2/\psi = 3{,}155\times10^9\mathrm{daNcm^2}$$

— la elementele de tip D și E

$$k = 5{,}9\times10^9\ \mathrm{daNcm^2}.$$

Valorile rotirilor, obținute prin împărțirea suprafețelor diagramelor de momente încovoietoare, pe lungimile dintre secțiunile în care s-au măsurat rotirile (fig. 6), produse de o forță unitară $P = 1000$ daN, la modulii de rigiditate, sînt date în tabelul 2.

6. REZULTATE OBȚINUTE LA ÎNCERCĂRI

Rezistența la compresiune a betonului din elementele prefabricate și din îmbinări a fost determinată cu ajutorul unui sclerometru Schmidt de tip N. Rezistențele medii și coeficienții de omogenitate au avut valori cuprinse între 195 și 280 daN/cm² și respectiv între 0,77 și 0,92 pentru betonul din elementele prefabricate și între 190 și 216 daN/cm² pentru betonul de monolitizare din îmbinări.

Valorile forțelor de fisurare și a forțelor de rupere obținute la încercări sînt prezentate în tabelul 3, iar valorile deplasărilor de închidere a nodurilor, valorile rotirilor și valorile deschiderilor medii ale fisurilor pentru valori ale încărcării de 3,52 tf, la elementele de tip A, B și C și de 5,68 tf pentru elementele de tip D, reprezentînd aproximativ valoarea încărcărilor de exploatare, sînt prezentate în tabelul 4.

În figurile 7. . .12 sînt desenate diagramele de variație a deplasărilor de închidere a nodurilor și a rotirilor la toate elementele încercate.

Din rezultatele obținute la încercările experimentale reiese că îmbinările, atunci cînd se prevăd măsuri de preluare a forțelor tăietoare, au capacități de rezistență apropiate de cele rezultate din calcule. De asemenea, deformațiile de rupere sînt mari (fig. 7. . .12), asigurînd astfel o redistribuire de momente necesară formării articulațiilor plastice, apropiată de

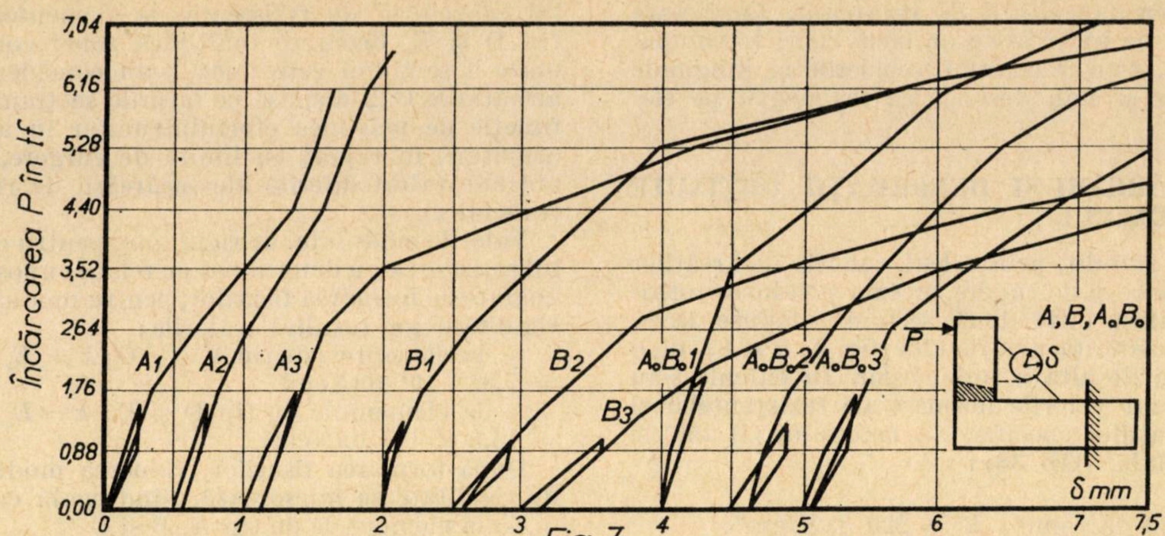


Fig. 7

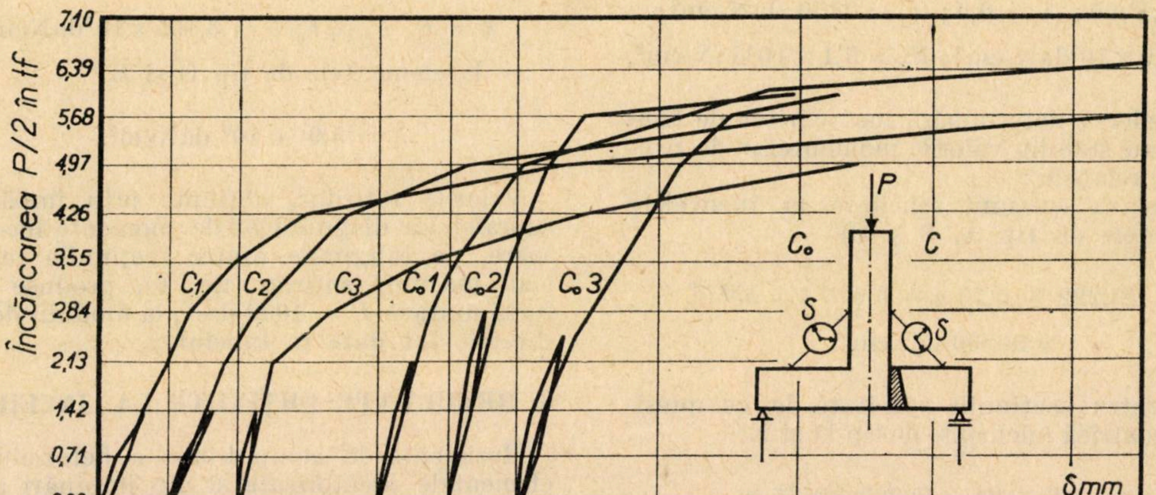


Fig.8

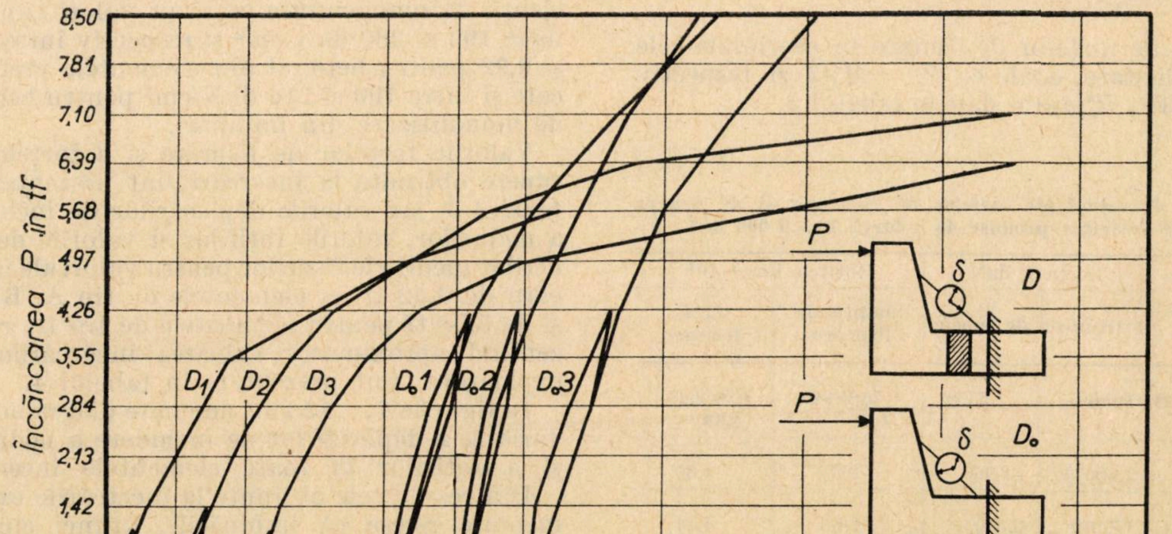


Fig 9

aceea de la structurile executate prin turnare directă la dimensiunile finale.

Pentru toate îmbinările studiate experimental, au rezultat valori mari ale forțelor de fisurare (tabelul 3). La elementele de tip D, rezultatele mai slabe se datoresc calității inferioare a lucrărilor de realizare a îmbinărilor, provocate de dificultățile care au apărut la înnădirea armăturilor și la turnarea și compactarea betonului de monolitizare.

Nu același lucru se întîmplă cu deformațiile și cu deschiderile fisurilor. Deformațiile de închidere a nodurilor și rotirile produse de încărcările de exploatare au fost cu mult mai mari la elementele alcătuite din elemente prefabricate decît la elementele martor. Deformațiile de închidere a nodurilor la elementele de tip A au fost cu 40%, iar la elementele de tip B de 3,3 ori mai mari decît la elementele martor. La elementele de tip C, închiderea nodurilor a fost de 1,89 ori mai mare decît la elementele martor (C_0), iar la elementele de tip D, de 3,38 ori mai mare. De asemenea, rotirile în zonele îmbinărilor au fost cu mult mai mari decît la elementele executate monolit. Și deschiderile fisurilor sub acțiunea încărcărilor de exploatare au rezultat cu valori mult mai mari la elementele alcătuite din elemente prefabricate decît la elementele martor.

Tabelul 3

Valorile forțelor de fisurare și de rupere ale elementelor de tip A,B,C și D

Elementul	Forța de fisurare daN			Forța de rupere daN		
	Pe element	Medie	P_f experim. / P_f calcul	Pe element	Medie	Pr. exper. / Pr. calcul
$A_0B_0 1$	2 200	1 760	1,065	7 040	6 600	1,195
$A_0B_0 2$	1 320			6 600		
$A_0B_0 3$	1 760			6 160		
A_1	1 540	1 540	0,935	6 150	6 310	1,140
A_2	1 540			6 600		
A_3	1 540			6 160		
B_1	1 320	1 150	0,697	7 480	6 040	1.090
B_2	1 065			5 680		
B_3	1 065			4 970		
$C_1 1$	2 230	2 430	1,470	5 500	5 180	0,940
$C_0 2$	2 840			5 150		
C_{03}	2 230			4 900		
C_1	1 420	1 420	0,860	7 100	6 090	1,100
C_2	1 420			5 680		
C_3	1 420			5 500		
$D_0E_0 1$	4 260	4260	1,125	8 520	8 750	1,27...0,88
$D_0E_0 2$	4 260			9 240		
$D_0E_0 3$	4 260			8 520		
D_1	1 060	1180	0,311	5 670	6 380	0,93...0,65
D_2	1 420			7 100		
D_3	1 060			6 370		

Fig. 7. – Diagramele de variație a închiderii nodurilor la elementele de tip A și B

Fig. 8. – Diagramele de variație a închiderii nodurilor la elementele de tip C

Fig. 9. – Diagramele de variație a închiderii nodurilor la elementele de tip D

Rezultatele mai bune privind deformațiile și fisurarea la elementele de tip A se datoresc efectului favorabil al consolelor de rezemare care preiau efectul forței tăietoare în îmbinări. Este de observat însă că în cazul elementelor experimentale dimensiunile consolelor în raport cu dimensiunile elementelor prefabricate au

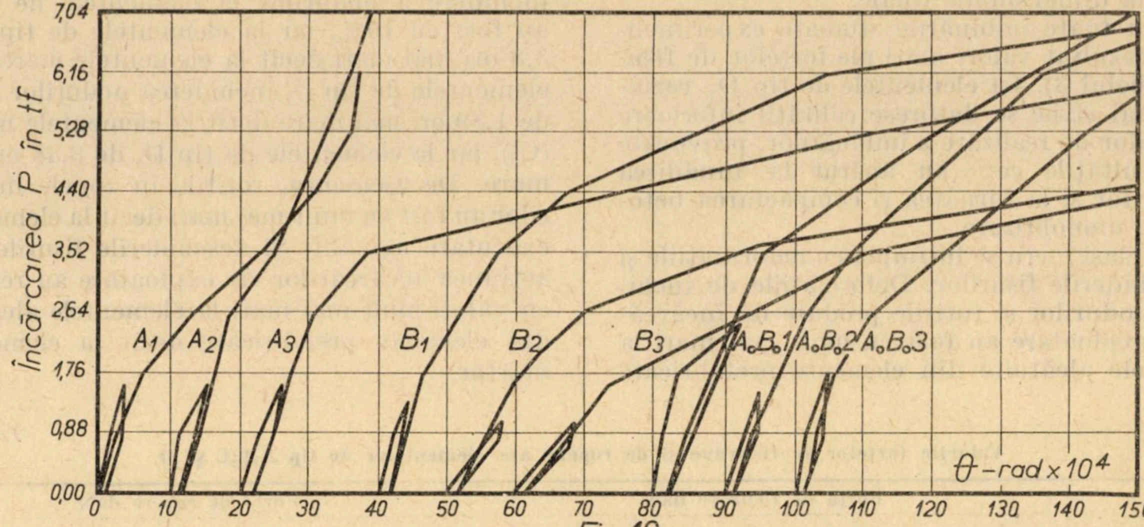


Fig.10

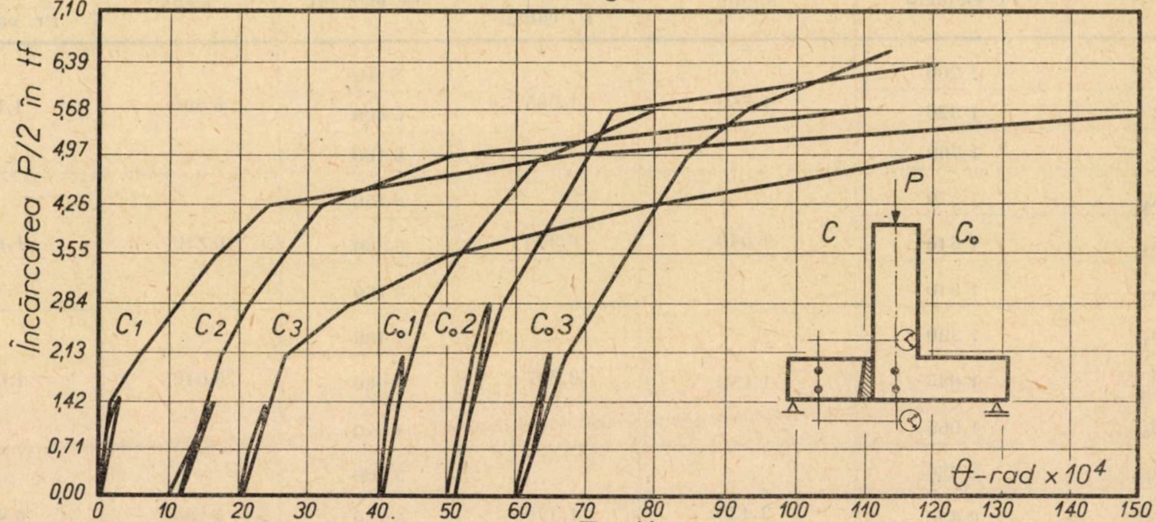


Fig.11

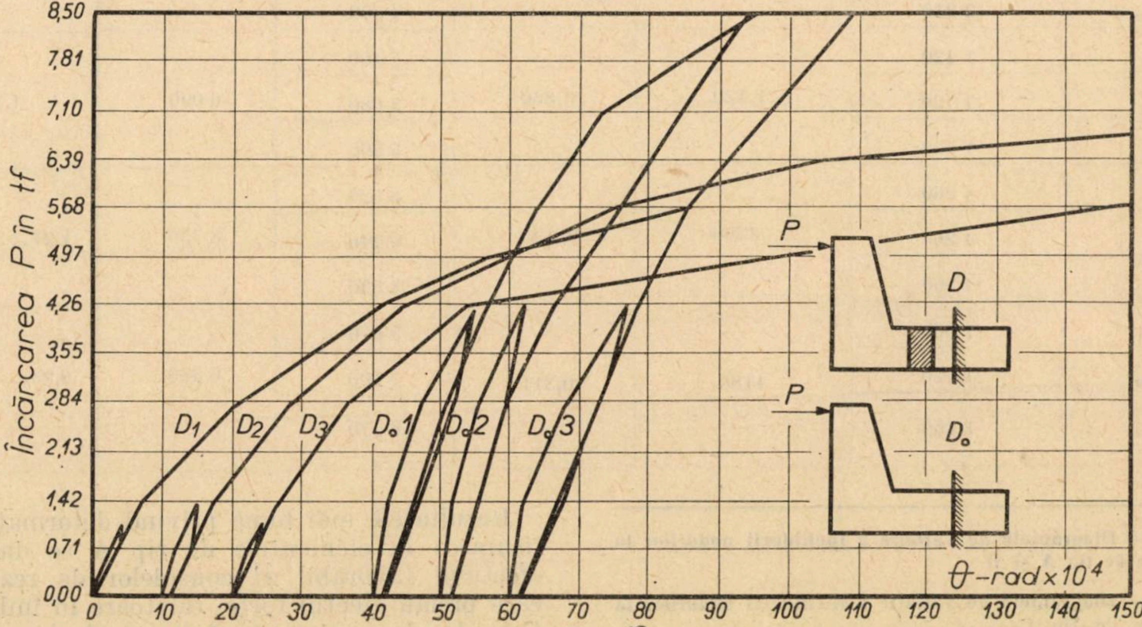


Fig.12

fost cu mult mai mari decît în cazurile structurilor la scară naturală. Ca urmare, în starea reală a structurilor alcătuite din elemente prefabricate, efectul favorabil al consolelor asupra deformaţiilor este desigur mai redus.

Deşi numărul încercărilor experimentale efectuate în cadrul acestei lucrări este destul de redus, rezultatele obţinute arată că, într-adevăr în zonele îmbinărilor dintre elementele prefabricate se produc deformaţii neîmpiedicate, de valori destul de mari, iar fisurile au deschideri, în general, mai mari decît cele admise. Aceasta se datoreşte conlucrării slabe dintre betonul din elementele prefabricate şi betonul de monolitizare, ca urmare a formării unor rosturi de separaţie între cele două betoane. Valorile deformaţiilor suplimentare sînt în funcţie de mulţi factori şi aprecieri cantitative asupra lor nu pot fi făcute decît în urma unor experimentări pe un număr mare de elemente în care să fie studiat fiecare din factorii de care depinde mărimea acestor deformaţii.

Aşa cum a rezultat din încercările experimentale făcute pe cadre închise de formă dreptunghiulară, ca urmare a redistribuirii eforturilor în structură, sub acţiunea încărcărilor de exploatare, zonele îmbinărilor preiau solicitări de valori mai mici, ceea ce face ca deformaţiile şi deschiderile fisurilor la îmbinări să aibă valori mai reduse decît cele obţinute la elementele static determinate.

Tabelul 4

Deplasări, rotiri şi deschideri ale fisurărilor obţinute experimental la elementele de tip A, B, C şi D sub încărcarea de exploatare de tip E

Încărc. P tf	Elementul	Deplasarea σmm		Rotirea $\theta \times 10^4$ rad.		Desch. fis. α_f mm	
		Pe element	Medie	Pe element	Medie	Pe element	Medie
3,52	A_0B_01	0,531	0,471	14,800	18,950	0,100	0,137
	A_0B_02	0,775		18,950		0,200	
	A_0B_03	1,082		23,100		0,110	
	A_1	0,727	0,660	18,500	17,250	0,150	0,117
	A_2	0,576		14,800		0,100	
	A_3	0,678		18,450		0,100	
	B_1	0,765	1,550	17,600	38,080	0,150	0,783
	B_2	1,700		44,800		1,000	
	B_3	2,185		51,850		1,200	
3,52	C_01	0,376	0,400	11,700	13,400	0,070	0,107
	C_02	0,3165		12,900		0,050	
	C_03	0,5085		15,600		0,200	
	C_1	0,6615	0,756	17,600	21,720	0,400	0,373
	C_2	0,6700		16,550		0,150	
	C_3	0,9350		31,000		0,570	
5,68	D_0E_01	0,7420	0,703	24,400	25,82	0,300	0,250
	D_0E_02	0,665		27,40		0,250	
	D_0E_03	0,7070		25,70		0,200	
	D_1	2,270	2,380	87,40	96,20	1,000	0,800
	D_2	1,550		65,50		0,800	
	D_3	3,100		130,00		0,600	

Fig. 10 — **Variaţia rotirilor pe lungimile îmbinărilor la elementele de tip A şi B**

Fig. 11 — **Variaţiile rotirilor pe lungimile îmbinărilor la elementele de tip C**

Fig. 12 — **Variaţiile rotirilor pe lungimile îmbinărilor la elementele de tip D**

7. CONCLUZII

Din rezultatele obţinute se pot trage următoarele concluzii :

Pentru realizarea în condiţii cît mai bune a înnădirilor prin sudură a armăturilor este necesară o execuţie îngrijită a capetelor dinspre îmbinări ale fiecărui element prefabricat şi în special o poziţionare exactă a armăturilor. Este recomandabil ca îmbinările să fie dispuse în zonele mai slab solicitate ale structurilor de rezistenţă în care numărul de bare care alcătuiesc armătura şi dispunerea lor să asigure spaţiu suficient pentru executarea sudurilor.

Alcătuirea armăturii, dimensiunile locaşurilor îmbinărilor şi modul de realizare a cofrajului trebuie astfel concepute încît să asigure condiţii cît mai bune pentru turnarea şi compactarea betonului de monolitizare. Este recomandabil ca betonului din îmbinări să i se acorde o îngrijire atentă şi, în special, o umiditate suficientă în perioada de după turnare.

Atît la îmbinările pe rigle, cît şi la cele pe stîlpi, este recomandabil să se prevadă dinţi, praguri, alveole etc. astfel ca suprafeţele de separaţie dintre betonul vechi şi betonul nou să fie cît mai strîmbe în spaţiu şi să realizeze o conlucrare cît mai bună între cele două betoane, cu asigurarea condiţiilor unei bune turnări şi compactări a betonului.

Capacitatea de rezistenţă a secţiunilor prin îmbinările de tip umed la care armăturile se înnădesc prin sudură şi la care se iau măsuri corespunzătoare pentru preluarea forţei tăietoare, prin prevederea de console scurte în dreptul zonelor îmbinărilor şi poziţionarea corectă a armăturilor longitudinale şi transversale, se poate considera că este apropiată ca valoare de capacitatea de rezistenţă a secţiunilor prin structuri executate monolit, avînd aceeaşi alcătuire. La structurile fără console, capacitatea de rezistenţă este sensibil redusă de efectul forţei tăietoare care produce distrugerea conlucrării dintre beton şi armătură în zonele îmbinărilor.

La încercările efectuate pe elemente static determinate şi pe cadre închise de formă dreptunghiulară, în toate cazurile, s-au format şi dezvoltat fisuri pe suprafeţele de separaţie între betonul vechi din piesele prefabricate şi betonul de monolitizare a îmbinărilor, fapt care arată că între elementele prefabricate nu se realizează o aderenţă şi conlucrare sub acţiunea încărcărilor, la fel ca la structurile monolite, între ele formîndu-se rosturi de separaţie care au efecte defavorabile asupra deformaţiilor şi fisurării, atît în zonele îmbinărilor, cît şi în restul structurii de rezistenţă.

Din încercările experimentale efectuate, a rezultat că în zonele îmbinărilor, de la cele mai mici valori ale încărcărilor, se produc deformaţii suplimentare neîmpiedicate a căror mărime şi efect sînt în funcţie, atît de modul de realizare a îmbinărilor, cît şi de gradul de nedeterminare statică, de raportul dintre rigidităţile elementelor componente şi de posibilităţile de adaptare şi de redistribuire a eforturilor structurilor de rezistenţă. Astfel, la îmbinările dintre elementele cadrelor închise de formă dreptunghiulară au rezultat deformaţii de închidere a nodurilor şi rotiri mai mici decît la elementele static determinate încercate.

Se consideră că pentru obţinerea unor date cît mai precise asupra comportării îmbinărilor sînt necesare experimentări sistematice pe un număr mare de elemente în care să fie studiat efectul fiecăruia din factorii de care depind capacitatea de rezistenţă, fisurarea şi deformaţiile diferitelor tipuri de îmbinări.

BIBLIOGRAFIE

[1] Hangan M. : *Construcţii de beton armat.* Ed. tehnică, Bucureşti, 1963, pag. 531

[2] Mihul A. : *Construcţii din beton armat.* Editura didactică şi pedagogică, 1969

[3] Incerc — *Recomandări pentru alcătuirea îmbinărilor la construcţiile din elemente prefabricate de beton armat*

[4] Agent R. : *Calculul static al structurilor din elemente prefabricate de beton armat avînd îmbinări cu continuitate unilaterală.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 12/1969, pag. 617

[5] Leonte C., Mihul A., Dascălu M. : *Structuri cu mai multe niveluri din cadre alcătuite din elemente prefabricate de beton armat.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 9/1970, pag. 455

[6] Petcu V. şi Pîrvu A. : *Capacitatea portantă a unei grinzi de beton armat realizată prin monolitizarea a două grinzi prefabricate.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 9/1969, pag. 449

[7] Teodoru P. şi Rohm E. : *Hale industriale etajate cu structura integral prefabricată în industria chimică de sinteză medicamente.* Revista Construcţii, 4/1972, pag. 4

[8] Leonte C., Mihul A., Palamaru Gh., Corobceanu S. Doina Nour, C. Szalontay, L. Groll. : *L'influence des joints des éléments préfabriqués en béton armé soumis à la flexion sur la rédistribution des efforts.* Lucrările colocviului privind calculul plastic al structurilor, 6—8 sept. 1972, Iaşi, pag. 373

[9] Mihul A., Leonte C. : *Curs de beton armat şi construcţii de beton armat.* Ed. didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1963

[10] Stas 8000 — 67. — *Calculul elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat*

Ing. **VASILE DASCĂLU**
Ing. **ILEANA ADUMITRESEI**
Ing. **CONSTANTIN HERGHELEGIU**
Ing. **OCTAV ZAIONCIUC**
Trustul de construcţii industriale Iaşi

CZ 624.078:666.972.019

ASPECTE ŞI DEFICIENŢE LA ÎMBINAREA ELEMENTELOR PREFABRICATE CARE INFLUENŢEAZĂ CALITATEA STRUCTURILOR

Actuala orientare de creştere a vitezei de execuţie în ramura de construcţii-montaj, precum şi sarcinile de sporire a productivităţii muncii au condus la adoptarea unor tehnologii noi de execuţie, între care prefabricarea ocupă un loc predominant.

Tendinţa de prefabricare a avut urmări atît în concepţia de proiectare, cît şi în gîndirea tehnologică.

Pe şantiere, ponderea lucrărilor de montaj a crescut simţitor, aceasta conducînd la modificări în structura organizatorică şi chiar de personal. Au crescut numărul utilajelor grele şi nevoia de personal de execuţie şi de supraveghere calificat.

Paralel cu aceasta, în faţa executanţilor s-au ivit o serie de probleme noi, cu atît mai importante, cu cît de rezolvarea lor depinde în foarte mare măsură siguranţa structurilor de rezistenţă.

În cele ce urmează se prezintă cîteva probleme şi aspecte privind îmbinarea elementelor prefabricate din beton armat şi beton precomprimat, sesizate pe parcursul activităţii practice de şantier în cadrul Trustului de Construcţii Industriale Iaşi.

1. PROBLEME GENERALE CARE INFLUENŢEAZĂ CALITATEA, SIGURANŢA ÎN EXPLOATARE ŞI PRODUCTIVITATEA MUNCII ÎN EXECUŢIE, LA REALIZAREA ÎMBINĂRILOR ELEMENTELOR PREFABRICATE PENTRU CONSTRUCŢII INDUSTRIALE

1.1. ***Existenţa a numeroase tipuri şi sisteme de îmbinare,*** în general şi chiar la aceeaşi hală industrială, ceea ce reduce din eficienţa pe care prefabricarea trebuie să o aducă industrializării construcţiilor şi creşterii productivităţii muncii în construcţii.

1.2. Existenţa, în ansamblu, a unei mari diversităţi de elemente prefabricate.

Aspectul este pregnant în cadrul şantierelor cu obiecte proiectate de institute de proiectare diferite. Diversitatea înseamnă pentru executant greutăţi în organizarea tehnologiilor de lucru, posibilitatea apariţiei erorilor de montaj în condiţiile unui ritm de producţie sporit, îmbinări numeroase de elemente tratate diferit, utilaje de montaj de capacităţi diferite etc.

1.3. Prevederea, prin proiectare, a unui număr mare de tipuri de elemente prefabricate în cadrul aceleiaşi structuri.

La Fabrica de prefabricate din beton Iaşi (proiectant grupul de proiectare M.E.I.) sînt prevăzute, numai pentru structura de rezistenţă, 52 tipuri de elemente prefabricate din beton. De asemenea, Fabrica de materiale izolatoare Vaslui, Fabrica de ţigle Iaşi, Uzina de utilaj şi piese de schimb Iaşi (proiectant I.P.I.M.C.) prezintă structuri prefabricate caracterizate printr-o multitudine de tipuri de elemente, cu efectele menţionate.

1.4 Necorelări între unele prevederi din normele de execuţie a elementelor prefabricate, confecţionate în industrie, şi cele de montaj pe şantier.

Aceasta are ca urmare rezemări insuficiente şi imposibilitatea realizării unor noduri corecte din cauza abaterilor de poziționare a mustăților și abaterilor de formă. Sînt necesare lucrări suplimentare pentru asigurarea destinațiilor tehnologice ale construcțiilor. Este edificator exemplul necorelării standardului de montaj al grinzilor de rulare și al căilor de rulare, cînd executantul este pus în situația de a executa lucrări suplimentare pentru remedierea unor defecte.

1.5 Neefectuarea unor proiectări dimensionale care să ia în considerare toleranțele pentru asigurarea interschimbabilității.

La unele proiecte s-a constatat că s-au avut în vedere numai dimensiunile de bază ale pieselor.

În practică, datorită abaterilor dimensionale și de formă, în unele cazuri, apare imposibilitatea executării sudurilor de monolitizare datorită nesuprapunerii plăcuțelor, rezemării insuficiente și, de aici, necesitatea ajustării pieselor în vederea montajului.

Aceste situații afectează, de cele mai multe ori, siguranța de exploatare a construcțiilor, fapt care necesită consolidări costisitoare : la elementele ┬┬ (la Fabrica de sticlă Dorohoi), la chesoanele CP 1,5×12 etc.

1.6. Soluții de realizare a îmbinărilor cu material metalic mărunt și cantități de sudură mari.

Execuția se face uneori în poziții dificile pentru executant, cu efecte asupra calității îmbinărilor. Soluțiile reclamă mulți sudori calificați și blochează utilajele de montaj prea mult timp. Acest fapt micșorează productivitatea și rapiditatea în execuție, considerente de bază la adoptarea structurilor prefabricate. De exemplu, lungimile cordoanelor de sudură la nodurile halelor etajate (proiect 2101) la stîlpii curenți, sînt de 11—12 m la un singur nod.

2. ASPECTE PRIVIND ÎMBINAREA ELEMENTELOR PREFABRICATE LA HALE INDUSTRIALE CU POD RULANT

Deficiențele cele mai frecvente apar la montajul grinzilor de rulare. Aceste deficiențe produc dificultăți la montarea șinelor de rulare și a podului rulant și, în principal, se referă la :

- existența unor diferențe mari între abaterile permise prin normele de execuție și de montaj a elementelor prefabricate (STAS 6657/1—70, STAS 8018—67) și cele din condițiile impuse pentru podurile rulante (STAS 6911—67). Pe șantier, din montaj, nu pot fi eliminate aceste diferențe și rezultă abateri ale cotelor și deschiderilor la montajul elementelor prefabricate — stîlpi — față de cotele din proiect și axele modulare ;
- sistemele de îmbinare și rezemare, proiectate la halele cu pod rulant în execuție, nu iau în considerație existența abaterilor admisibile la stabilirea cotelor, a dimensiunilor elementelor, a lungimii și suprafețelor de rezemare, a poziționării buloanelor de prindere etc.
- sistemele de îmbinare și rezemare a grinzilor de rulare, atît din beton armat și beton precomprimat, cît și metalice, pe consolele stîlpilor prefabricați, nu permit corectarea pe faze de montaj a abaterilor din operațiile anterioare;
- elementele prefabricate care se îmbină la montaj nu sînt proiectate și executate în aceeași clasă de precizie și, ca urmare, nu se pot asambla sau rezema în condițiile impuse prin detaliul ,,teoretic'' din proiect (exemplu : grinda acoperă plăcile metalice de pe consola de rezemare, mustățile trebuie graifuite, grinda cade peste mustăți sau buloanele din console etc.) ;
- execuția elementelor prefabricate — stîlpi și grinzi de rulare — în clasa inferioară de calitate admisă de STAS 6657 /1—70, ca urmare a neimpunerii prin proiect a clasei de precizie, așa cum prevede standardul.

Este necesar ca prin proiectarea îmbinărilor să se asigure posibilitatea practică și soluțiile de corectare a abaterilor de montaj și asamblare după fiecare fază de execuție, pentru a se evita cumularea acestora la nivelul grinzilor de rulare și a podului rulant.

2.1. Îmbinarea stîlpilor prefabricați în fundații pahar

La îmbinarea stîlpilor în fundațiile pahar, în special în cazul halelor cu pod rulant, spațiile de monolitizare de 5 cm la partea inferioară și 10 cm la partea superioară a paharului nu sînt suficiente și nu sînt corelate cu toleranțele de montaj ale stîlpilor prefabricați.

Din această cauză, chiar dacă se urmărește prin metode topometrice un montaj cît mai exact al stîlpilor pe axele modulare, corectînd în acest fel abaterile rezultate la turnarea fundațiilor, sau din variația secțiunii transversale a stîlpului (abateri admise prin norme, nu greșeli de execuție), spațiul de monolitizare se reduce la 2,5 ÷ 3,5 cm și, implicit, este influențată calitatea operației de betonare.

Analizînd aspectele de mai sus, propunem ca mărimea spațiului minim între stîlpul prefabricat și pahar să fie stabilită cumulînd spațiul necesar unei monolitizări ușor executabile tehnologic și posibil de controlat, cu spațiul de toleranță normat.

Prin proiectare și execuție s-ar asigura în acest mod :

— un spațiu minim efectiv pentru betonarea stîlpilor prefabricați în fundațiile pahar ;

— posibilitatea corectării poziției stîlpilor prefabricați în fundațiile pahar, evitînd actuala situație cînd soluția de îmbinare conduce la cumularea abaterilor la nivelul ansamblului stîlp-fundație pahar.

Considerăm că spațiile minime necesare a fi prevăzute în proiect sînt :

— 8 cm, în raport cu toate fețele stîlpului la partea inferioară a paharului (în loc de 5 cm) și

— 15 cm, în raport cu toate fețele stîlpului la partea supe-

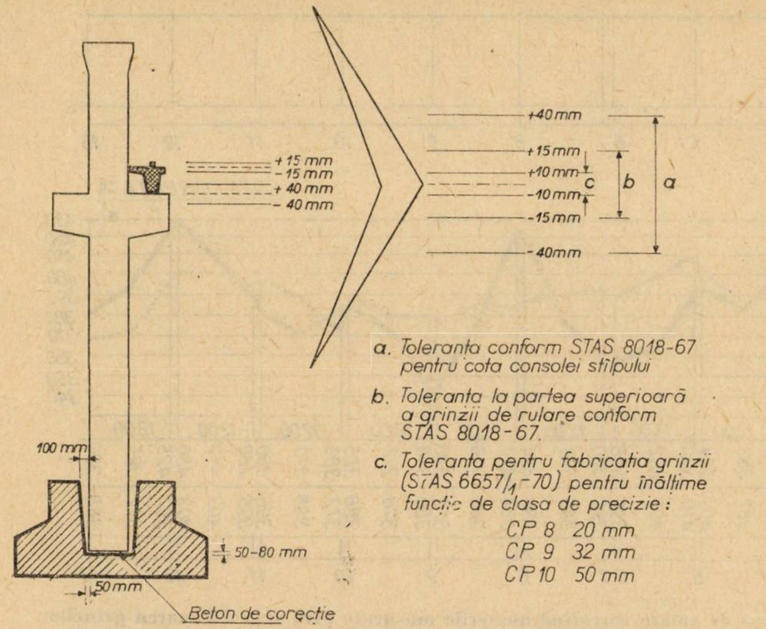

+ 15 mm
- 15 mm
+ 40 mm
- 40 mm
+40 mm
+15 mm
+10 mm
-10 mm
-15 mm
-40mm
c
b
a
a. Toleranta conform STAS 8018-67 pentru cota consolei stîlpului
b. Toleranta la partea superioară a grinzii de rulare conform STAS 8018-67.
c. Toleranta pentru fabricatia grinzii (STAS 6657/1-70) pentru înălțime funcție de clasa de precizie :
CP 8 20 mm
CP 9 32 mm
CP10 50 mm
100 mm
50-80 mm
50 mm
Beton de corecție

Fig. 1. Toleranțe la montajul stîlpilor prefabricați și a grinzilor de rulare prefabricate din beton armat și beton precomprimat.

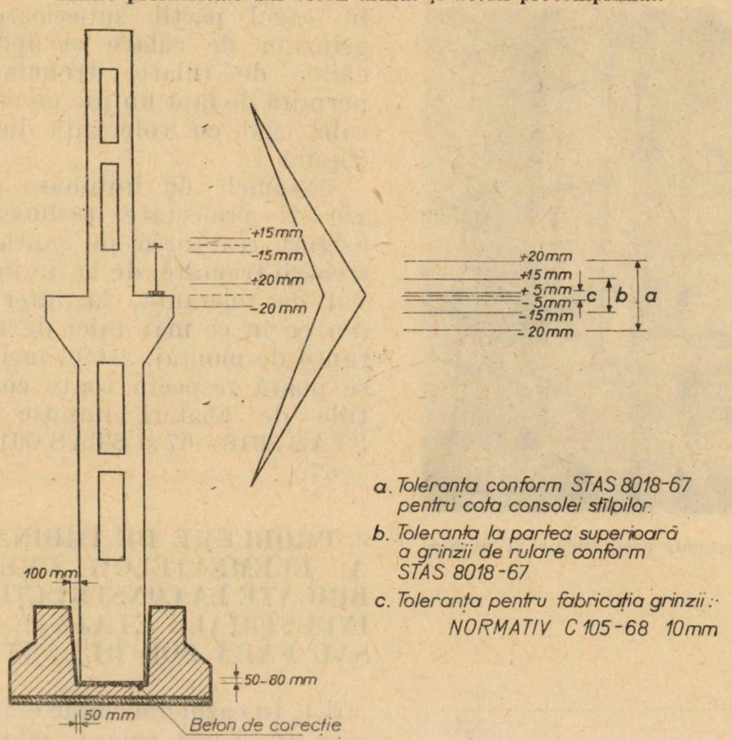

+15 mm
-15 mm
+20 mm
-20 mm
+20 mm
+15 mm
+ 5 mm
- 5 mm
-15 mm
- 20 mm
c
b
a
a. Toleranța conform STAS 8018-67 pentru cota consolei stîlpilor
b. Toleranța la partea superioară a grinzii de rulare conform STAS 8018-67
c. Toleranța pentru fabricația grinzii : NORMATIV C 105-68 10mm
100 mm
50-80 mm
50 mm
Beton de corecție

Fig. 2. Toleranțe la montajul stîlpilor prefabricați și a grinzilor de rulare metalice.

rioară a paharului (în loc de 10 cm, cît se prevede în prezent).

2.2. *Îmbinarea grinzilor de rulare pe consola stîlpilor prefabricați*

La execuție, stîlpii și grinzile de rulare prefabricate din beton armat și beton precomprimat rezultă cu abateri de formă și abateri dimensionale în raport cu clasa de precizie prevăzută în STAS 6657/1—70.

La montajul stîlpilor prefabricați, abaterile admise sînt impuse de STAS 8018—67, atît pentru suprafața de rezemare a consolei (cota consolei stîlpului), cît și a părții superioare a grinzii de rulare.

În figura 1 se prezintă toleranțele limită în cazul grinzilor de rulare din beton armat și beton precomprimat, iar în figura 2, ale grinzilor de rulare metalice.

În figura 3 se prezintă abaterile în raport cu toleranțele pentru cota consolei stîlpilor prefabricați la cele două căi de rulare, măsurate după montajul halei nr. 3, la șantierul U.M.N. Iași.

La calea de rulare B, 5 stîlpi din 39 au rezultat cu abateri negative la console, sub limitele admise.

La calea de rulare A, toți stîlpii au consolele montate cu abateri care se încadrează în toleranța admisă de standard.

Se observă variația mare a abaterilor rezultate la montaj și faptul că, într-o secțiune transversală a halei, abaterile la consolele celor două căi de rulare sînt de semne contrare.

Soluțiile pentru corectarea acestor abateri și crearea condițiilor de încadrare în limitele de toleranțe mult mai strînse,

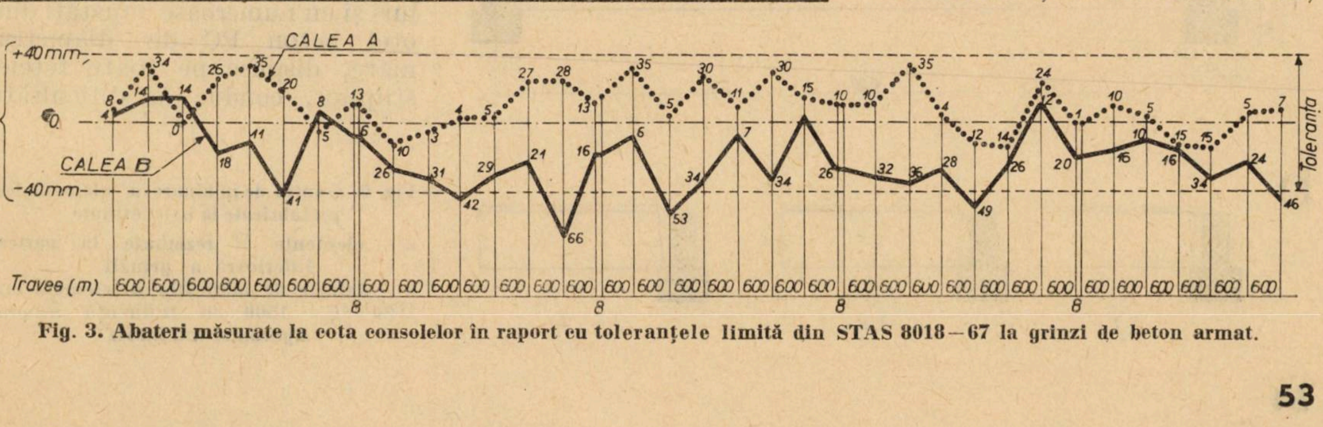


Fig. 3. Abateri măsurate la cota consolelor în raport cu toleranțele limită din STAS 8018—67 la grinzi de beton armat.

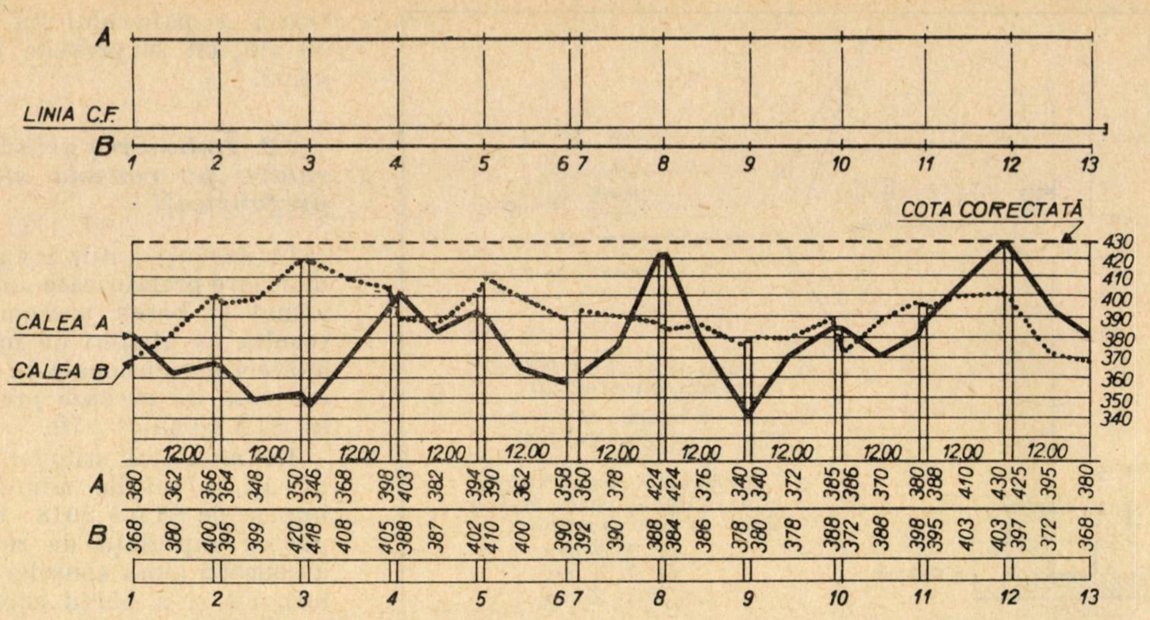


Fig. 4. Stabilirea cotei finale pentru calea de rulare corectînd abaterile măsurate prin suprabetonarea grinzilor precomprimate tip GR–12.

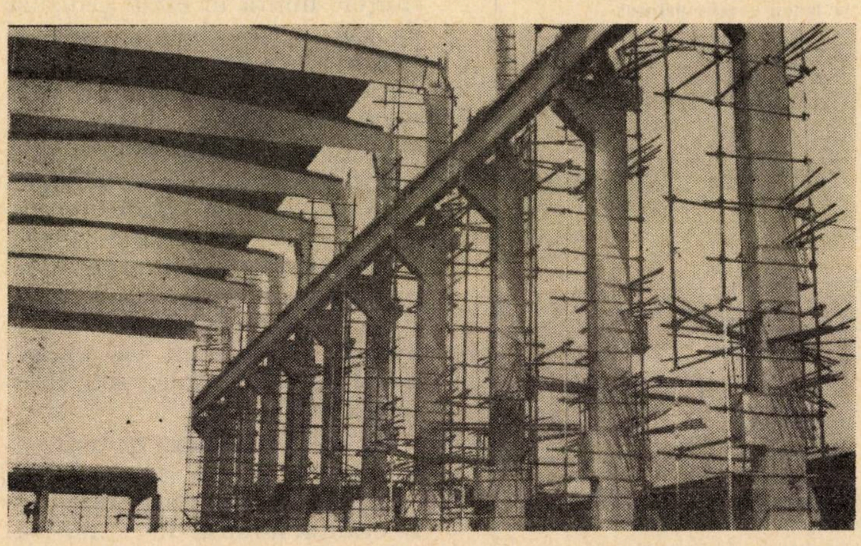


Fig. 5. Hală de fabricaţie etajată cu structură din elemente prefabricate şi planşee intermediare monolite.

în cazul părţii superioare a grinzilor de rulare şi apoi a căilor de rulare, trebuie să permită de fapt un joc pe verticală egal cu toleranţa limită (figura 4).

Sistemele de îmbinare care vor fi proiectate trebuie să asigure realizarea pe şantier a trecerii treptate, de la un interval de toleranţă, la intervale din ce în ce mai mici de toleranţe de montaj, astfel încît să se poată respecta toate condiţiile de abateri impuse prin STAS 8018–67 şi STAS 6911–67.

3. PROBLEME DE ÎMBINARE A ELEMENTELOR PREFABRICATE LA CONSTRUCŢIILE INDUSTRIALE ETAJATE, CU SAU FĂRĂ POD RULANT

3.1. În cazul unor hale etajate care au şi pod rulant (fig. 5), proiectarea unor stîlpi prefabricaţi cu console la diverse niveluri şi cu numeroase mustăţi din oţel beton PC de diametru mare, dispuse pe toate feţele stîlpilor, conduc la dificultăţi

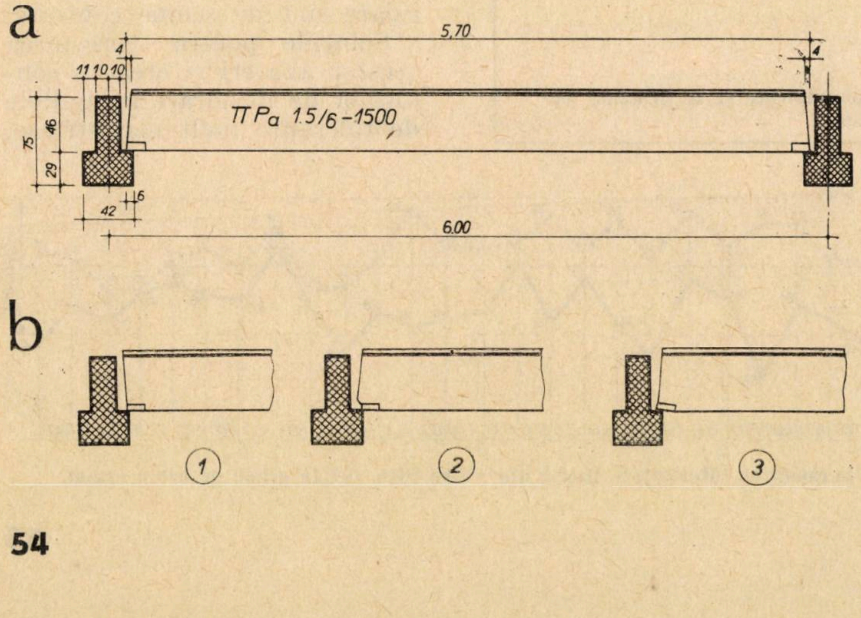


Fig. 6. Soluţia de îmbinare a elementelor prefabricate la hale etajate.

a — elemente Π rezemate la partea inferioară a grinzii

b — defecte de fabricaţie a elementelor ΠPa$^{1 \cdot 5}/_{6}$ – 1500 cu influenţă asupra siguranţei îmbinării deosebit de mari, atît la execuţia stîlpilor, cît şi ulterior. Îmbinarea elementelor prefabricate pe console, armarea şi realizarea legăturii planşeelor monolite cu astfel de stîlpi sînt influenţate de abaterile de la poziţie ale fiecărei mustăţi sau console în parte. Proiectarea acestei hale fără luarea în consideraţie a toleranţelor de fabricaţie a stîlpilor, a tehnologiei de execuţie a unor astfel de stîlpi, a abaterilor de montaj, poate constitui un exemplu de soluţie cu consecinţe negative pentru şantier, atît la montajul stîlpilor, cît şi la realizarea planşeelor intermediare sau a podului rulant.

3.2. La hale etajate prevăzute cu planşee din elemente prefabricate (grinzi ⊤ şi Π), avînd stîlpii turnaţi monolit între etaje, sistemul de îmbinare şi rezemare nu este corelat cu toleranţele de execuţie a prefabricatelor cu abaterile de montaj.

Din această cauză, pe şantier apar două situaţii care influenţează siguranţa îmbinării:

— rezemare insuficientă a elementului Π pe grinda principală ⊤;

— imposibilitatea montării elementului prefabricat Π ca urmare a abaterilor dimensionale la lungimea acestuia din fabricaţie, precum şi a abaterilor rezultate din turnarea stîlpilor monoliţi sau montarea grinzilor ⊤.

În figura 6 se prezintă această soluţie de îmbinare la o hală pentru industria uşoară, la care, datorită unui reazem proiectat numai de 6 cm şi a necorelării cu toleranţele de execuţie, precum şi sensibilităţii sistemului de rezemare la defecte mici de fabricaţie (1, 2, 3) a elementelor Π, au fost necesare, la unele elemente, lucrări de consolidare (fig. 7).

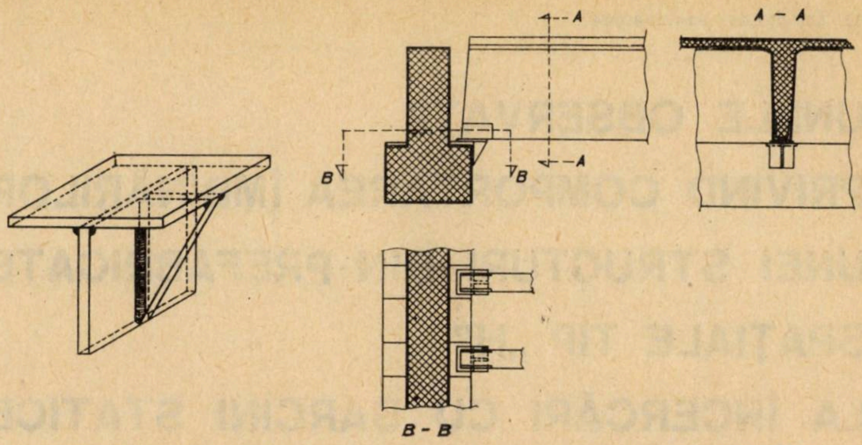


Fig. 7. Soluţia suplimentară de asigurarea rezemării unor elemente Π

*
* *

Problemele şi aspectele tehnice prezentate privind îmbinările elementelor prefabricate nu au corespondent real în evaluările prezentate în proiectele de execuţie.

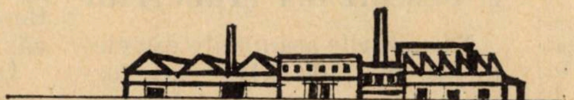
Nu se poate trata o problemă atît de importantă pentru ramura de construcţii-montaj fără a analiza şi aspectul economic.

Aşa cum s-a arătat, executantul este nevoit, pentru asigurarea unei calităţi corespunzătoare, să adopte la montaj diferite măsuri suplimentare de corectare sau să execute ulterior remedieri cauzate de necorelarea soluţiilor de îmbinare cu toleranţele admise la execuţia şi montajul elementelor prefabricate pentru construcţii industriale.

În general, se cer abateri dimensionale şi de formă foarte severe pentru construcţia în ansamblu; în unele situaţii, practic nici nu se admit abateri prin proiect, dar se prevede realizarea construcţiei din elemente cu clase de precizie 8,9 şi 10, care, uneori, nu asigură condiţiile de stabilitate.

Este necesar ca şi în construcţii să se adopte un sistem adecvat pentru stabilirea calităţii, care să fie tratat şi sub aspect economic. Gradarea pe clase de calitate a execuţiei structurilor ar contribui, după părerea noastră, la creşterea contribuţiei atît a proiectării, cît şi a execuţiei pentru realizarea unor construcţii cu un grad mare de siguranţă.

Proiectarea şi execuţia unei structuri din elemente prefabricate trebuie făcută în aceeaşi clasă de precizie care să stea la baza proiectării fiecărei îmbinări şi a corelării toleranţelor de execuţie şi montaj a halelor industriale în condiţii care să asigure atît siguranţa necesară, cît şi realizarea indicatorilor de productivitate şi scurtarea duratei de execuţie.



CZ 624.012.36: 624.078.004

UNELE OBSERVAŢII PRIVIND COMPORTAREA ÎMBINĂRILOR UNEI STRUCTURI DIN PREFABRICATE SPAŢIALE TIP „H" LA ÎNCERCĂRI CU SARCINI STATICE ORIZONTALE ŞI VERTICALE*

Ing. **CONSTANTIN MIHAI**
INCERC — Filiala Iaşi

1. GENERALITĂŢI

Încercarea unei structuri alcătuite din prefabricate spaţiale tip „H", la sarcini statice verticale şi orizontale, s-a efectuat pentru a se obţine datele primare în analiza seismică a acestui tip de structură şi pentru a se constata comportarea prefabricatelor şi a îmbinărilor acestora în timpul încărcărilor.

Problema calculului raţional al construcţiilor la acţiunea seismică este una din cele mai importante din ingineria industrială şi civilă şi, cu toate eforturile sistematice depuse în ultimul deceniu, este încă departe de a fi complet rezolvată. S-a ajuns totuşi la unele rezultate interesante, în special în ceea ce priveşte calculul analitic modal ce aproximează răspunsul seismic şi tehnica experimentală de determinare a răspunsului dinamic şi seismic al structurilor. În acest scop, se folosesc pe scară largă modele fizice şi analoge.

Construcţiile alcătuite integral din elemente prefabricate de beton armat trebuie să satisfacă anumite condiţii generale :

- să aibă scheme de structuri de rezistenţă care să permită asigurarea contravîntuirii la sarcini seismice acţionînd după orice direcţie ;
- îmbinările trebuie să fie capabile de a prelua eforturile produse de sarcinile seismice şi de a asigura rezistenţa şi stabilitatea ansamblului construcţiei ;
- la execuţie se impun măsuri speciale pentru asigurarea calităţii, cu respectarea unor toleranţe de confecţionare şi montaj.

Structura analizată din elemente spaţiale tip „H" nu conlucrează cu alte elemente structurale. Structurile antiseismice în cadre au avantajul, atît în domeniul elastic, cît şi post-elastic, unei rezistenţe şi deformabilităţi care le face utile la orice tip de clădiri, inclusiv cele multietajate. Diferenţierea raţională, prin rigiditate şi rezistenţă elastică, a cadrelor care compun structura spaţială poate prezenta unele avantaje în obţinerea unei succesiuni de linii de rezistenţă post-elastică.

Pentru a obţine o comportare îmbunătăţită a structurilor din cadre, este recomandată o rigiditate uniformă pe înălţime, mai ales în cazul clădirilor multietajate.

2. DESCRIEREA STRUCTURII

Structurile asamblate din elemente spaţiale „H" sînt formate din elemente prefabricate, detaliile unui subansamblu fiind cuprinse în figura 1. În această figură se observă că stîlpii au dimensiunea de 15 × 20 cm, iar înălţimea planşeului, format din placă cu grinzi principale şi nervuri, este de 20 cm. În fig. 2 este arătată o secţiune transversală de principiu printr-o clădire cu S + P + 4E, iar în fig. 3 un grup de elemente spaţiale „H" depozitate.

Capetele stîlpilor se termină cu dornuri de beton simplu avînd lungimea de 20 cm şi secţiunea de 11 × 16 cm, iar armăturile stîlpilor, care ies din aceştia prin secţiunea micşorată, înconjură dornul respectiv. Din concepţia structurală cadrele transversale marginale au stîlpi singulari, iar cadrele transversale centrale stîlpi gemeni.

Structurile din elemente spaţiale tip „H" cuprind îmbinări de planşee —liniare, şi îmbinări de stîlpi punctuale, la mijlocul înălţimii acestora. Îmbinările liniare se realizează prin intermediul unei bare longitudinale care leagă agrafele de oţel-beton de pe conturul interior al plăcii prefabricatului, monolitizate cu micro-beton. Îmbinările stîlpilor s-au realizat prin sudarea prin suprapunere sau eclisarea mustăţilor din stîlpii prefabricatului, aşa cum se arată în fig. 4 şi 5. Betonul de monolitizare s-a prevăzut de marcă B 250.

În tabelul 1 sînt prezentate secţiunile de beton şi armarea stîlpilor şi grinzilor, precum şi momentele de rupere şi momentele stării limită de rezistență, după cele două direcții.

---

* Proiectul de structură şi execuţia unei porţiuni de structură au fost realizate de ISCM Municipiul Gh. Gheoghiu—Dej sub conducerea ing. D. Zăicescu. La încercări au colaborat ing. mecanic Gh. Timcu şi fiz. Mişlem Groper din cadrul INCERC—Filiala Iaşi.

Pereții exteriori longitudinali sînt cuprinși în elementul prefabricat spațial, iar pereții interiori se realizează din zidărie de umplutură obișnuită sau din elemente prefabricate de beton ușor.

Stîlpii se încastrează în fundații pahar de suprafață.

Structura spațială din elemente prefabricate „H" rezultă formată pe direcție transversală din cadre centrale (curente) cu stîlpi de 32 × 20 cm și cadre marginale cu stîlpi de 15 × 20 cm avînd trei deschideri de 4,35 m, 1,72 m și 4,35 m, iar pe direcție longitudinală toate cadrele au stîlpii centrali de 20 ×32 cm, iar stîlpii marginali de 20 × 15 cm, avînd traveea centrală de 2,72 m, iar cea marginală de 2,63 m.

Se subliniază faptul că numai grinzile transversale G_1 (fig. 1) au asigurată continuitatea, grinzile longitudinale fiind discontinue în dreptul stîlpilor gemeni.

Se mai subliniază faptul că, pe direcție transversală, cadrele marginale au rigiditate 50 % din rigiditatea cadrelor centrale; pe direcție longitudinală, datorită dimensiunilor riglelor (pereți) exterioare, cadrele marginale au rigiditate diferită mult de rigiditatea cadrelor centrale, acest lucru influențînd mult comportarea la acțiuni seismice a structurii.

Construcția descrisă se realizează în ansamblu doar din 7 tipuri de elemente prefabricate cu greutatea maximă de 5 tone, permițînd o viteză mare de montaj. Ea a fost concepută pentru clădiri auxiliare ale clădirilor industriale, inclusiv cămine, birouri și chiar locuințe.

Structura încercată poate fi considerată și drept macheta unei structuri similare cu deschideri și travee mai mari.

Structura încercată a cuprins S + P + 1E cu două travee complete și este prezentată în fig. 6.

Pentru interpretarea justă a rezultatelor experimentale obținute, în fig. 7...10, sînt arătate unele deficiențe de execuție.

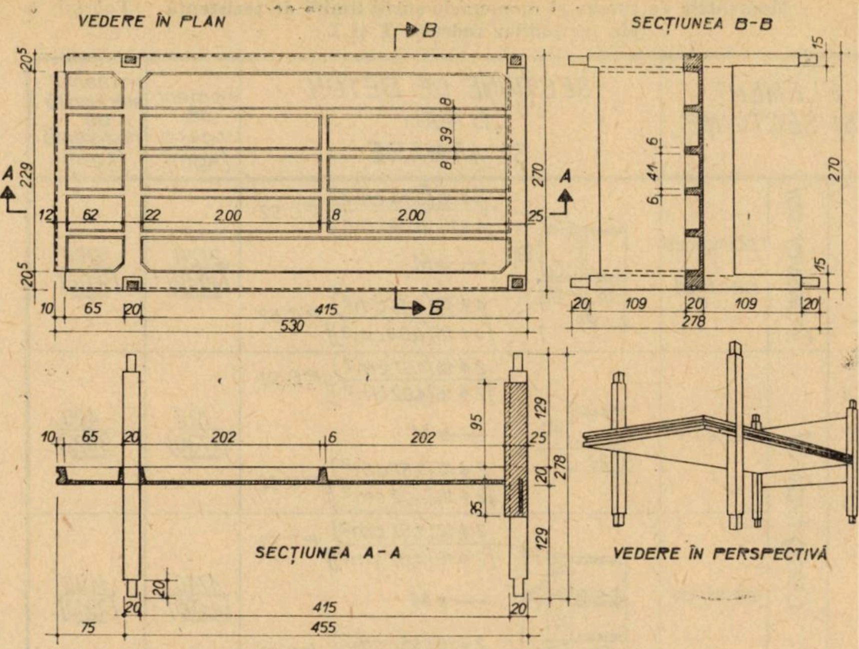


Fig. 1 — Element spațial curent „H" prefabricat

3. ÎNCERCAREA UNEI PORȚIUNI DE STRUCTURĂ

Porțiunea de structură prezentată în fig. 6 a fost încercată în cursul anului 1970, la cererea Ministerului Construcțiilor Industriale, în vederea utilizării unor asemenea structuri, cu număr sporit de niveluri, în zone cu diferite grade de intensitate seismică.

Încercările statice ale acestei porțiuni de structură au cuprins încercări cu sarcini orizontale la nivelul planșeului de peste etajul I (nivel 3), — sarcini concentrate în dreptul subansamblurilor de cadre plane pe direcție longitudinală și transversală — precum și încercări cu sarcini verticale uniform distribuite ale grinzilor de cadre

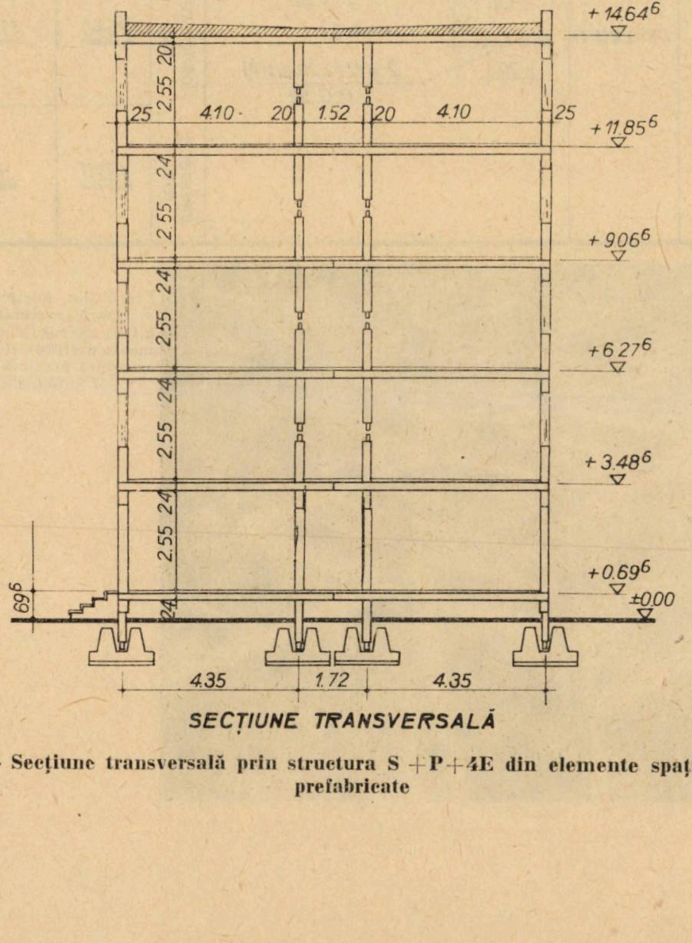


Fig. 2 — Secțiune transversală prin structura S + P + 4E din elemente spațiale „H" prefabricate

$G_{1/2}$ și G_2 (fig. 1 și 11) din cadrul planșeului de peste subsol (nivel 1).

3.1. *Încercări cu sarcini orizontale*

Tracțiunea orizontală s-a efectuat cu un grup de 4 sau 3 prese pentru direcție longitudinală, respectiv transversală, folosind fundațiile ancoraje indicate în fig. 12.

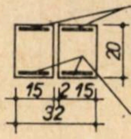
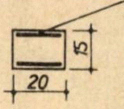
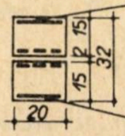
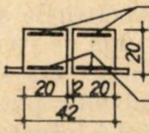
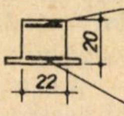
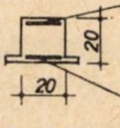
Încercările cu sarcini orizontale s-au efectuat astfel încît deplasările tuturor cadrelor pe direcția de încercare să fie egale, prin încărcarea subansamblurilor de cadre plane cu sarcini proporționale cu rigiditatea acestora. Pentru deducerea forțelor orizontale s-a ținut cont de unghiul de înclinare al cablurilor, înclinare care a condus și la forțe axiale în stîlpi.

Deformațiile obținute la diferite niveluri s-au măsurat cu fleximetre sau microcomparatoare, în funcție de mărimea acestora și de precizia necesară.

Rezultatele experimentale obținute la încercarea porțiunii de structură pe direcție longitudinală sînt prezentate în fig. 13, iar în fig. 14...21 sînt prezentate aspecte ale diferitelor elemente de rezistență după încercarea statică orizontală longitudinală.

Rezultatele experimentale obținute la încercarea porțiunii de structură pe direcție transversală sînt prezentate în fig. 22, iar în fig. 23...29 sînt prezentate aspecte ale diferitelor elemente de rezistență după încercarea statică orizontală transversală.

Momentele de rupere și momentele stării limită de rezistență ale secțiunilor cadrelor T și L *Tabelul 1*

ELEMENT ȘI SECȚIUNE			SECȚIUNE DE BETON (B 400) ȘI ARMARE		Moment de rupere (Kgm)	Momentul stării limită de rezistență (Kgm)
STÎLPI	Transversal	marginal + central	 4 ϕ 10 (3,14 cm^2) [4 ϕ 16 (8,04 cm^2)] P.C.52 →M 4 ϕ 10 (3,14 cm^2) [4 ϕ 16 (8,04 cm^2)] P.C.52		2120 [4940]	1260 [3070]
	Longitudinal	marginal	 2 ϕ 10 (1,57 cm^2) [2 ϕ 16 (4,02 cm^2)] P.C.52 →M 2 ϕ 10 (1,57 cm^2) [2 ϕ 16 (4,02 cm^2)] P.C.52		723 [1730]	420 [1022]
		central	 2 ϕ 10 (1,57 cm^2) [2 ϕ 16 (4,02 cm^2)] P.C.52 →M 2 ϕ 10 (1,57 cm^2) [2 ϕ 16 (4,02 cm^2)] P.C.52		1740 [4400]	1195 [2910]
GRINZI	G_1 (transv.)	cîmp și reazem (întindere) sus sau jos	 8 ϕ 3 (0,57 cm^2) [16 ϕ 3 (1,14 cm^2)] S.B.P.1 →M 8 ϕ 3 (0,57 cm^2) [16 ϕ 3 (1,14 cm^2)] S.B.P.1		1826 [3580]	1132 [2260]
	G_2 (longitudinal central)	cîmp (întindere) sus sau jos	 2 ϕ 12 (2,26 cm^2) P.C.52 →M 2 ϕ 12 (2,26 cm^2) P.C.52		1320	880
		reazem	 4 ϕ 12 (4,52 cm^2) P.C.52 →M 2 ϕ 12 (2,26 cm^2) P.C.52	Întindere sus	2540	1725
				Întindere jos	1320	880

Observație: Porțiunea de structură încercată static a fost executată din elemente prefabricate avînd armătură maximă (valori *M* subliniate)

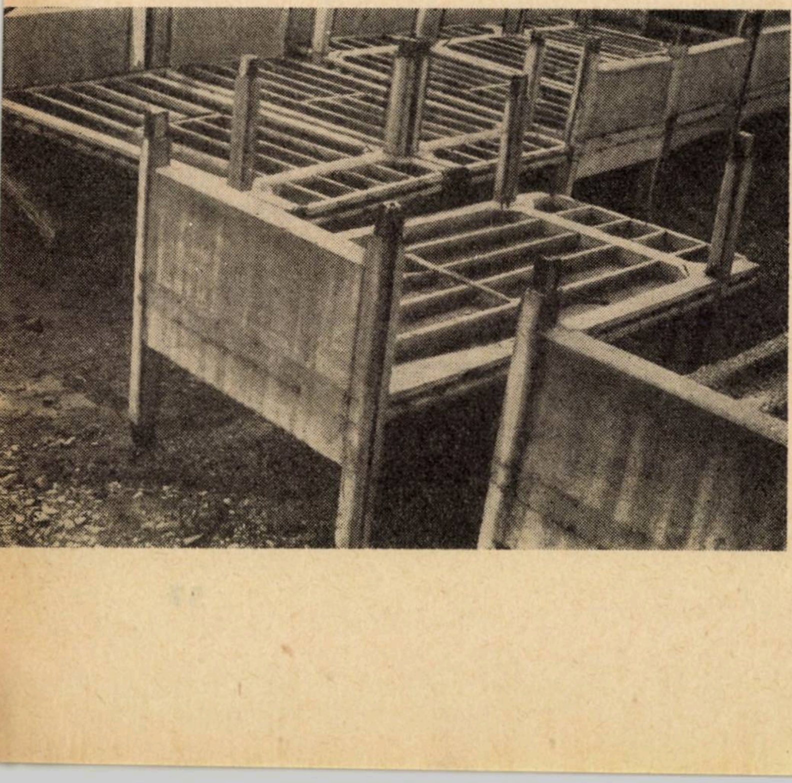


Fig. 3 — Elemente spațiale „H" depozitate

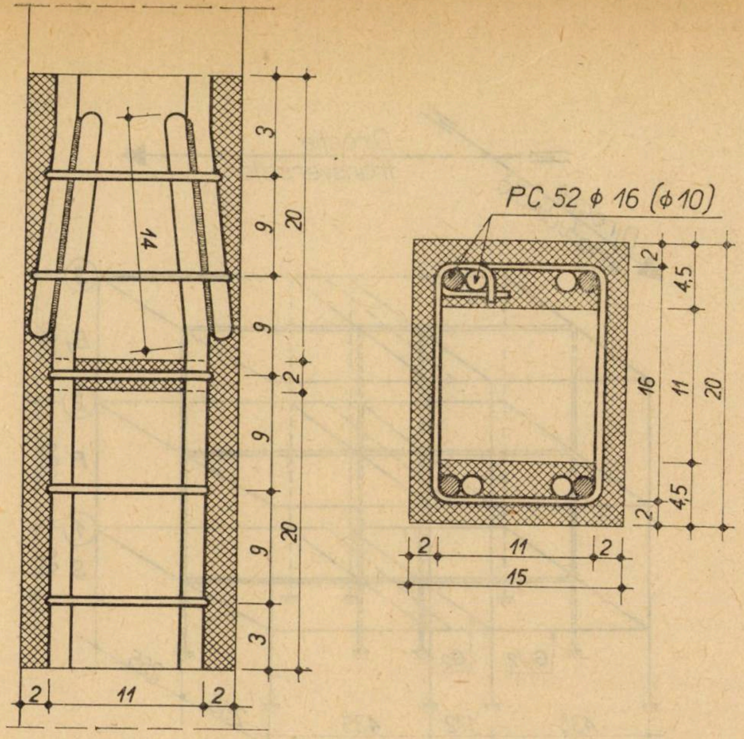

PC 52 ϕ 16 (ϕ10)
3
9
9
2
9
9
3
20
20
14
2
11
2
2
4,5
16
11
20
4,5
2
2
11
2
15

Fig. 4 – Îmbinare stîlp – stîlp în axul transversal marginal

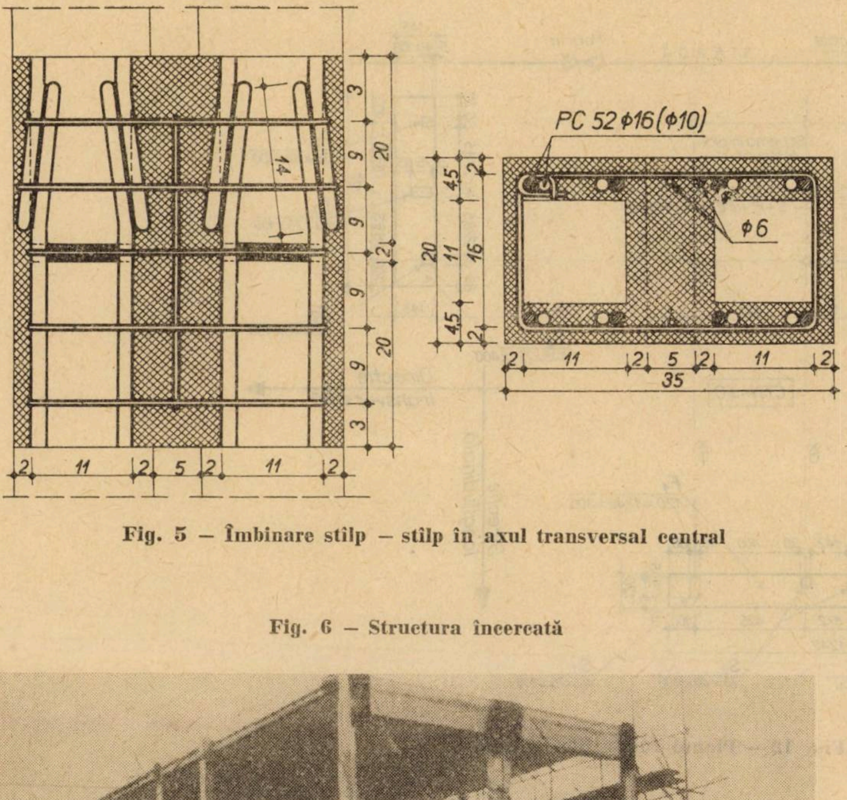
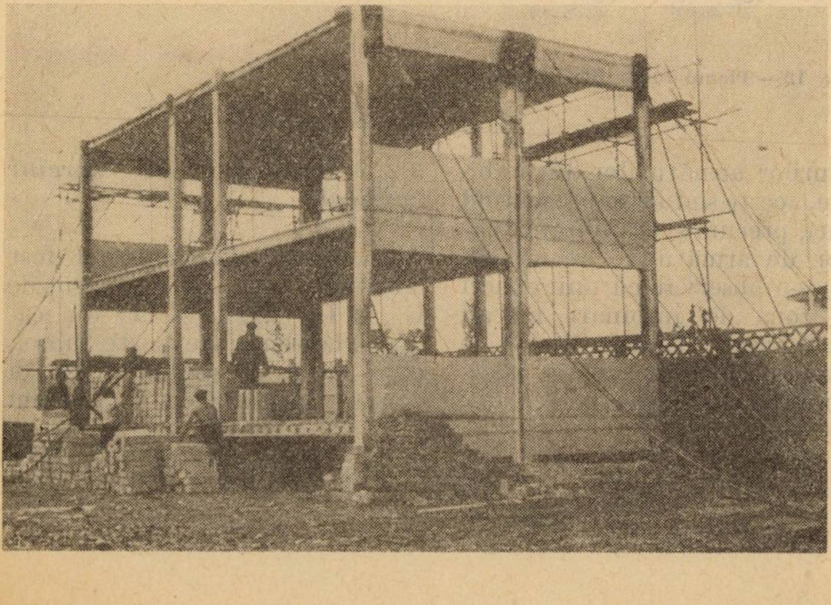

PC 52ϕ16(ϕ10)
ϕ6
3
9
9
2
9
9
3
20
20
14
45
2
20
11
16
45
2
2
11
2
5
2
11
2
35

Fig. 5 – Îmbinare stîlp – stîlp în axul transversal central

Fig. 6 – Structura încercată



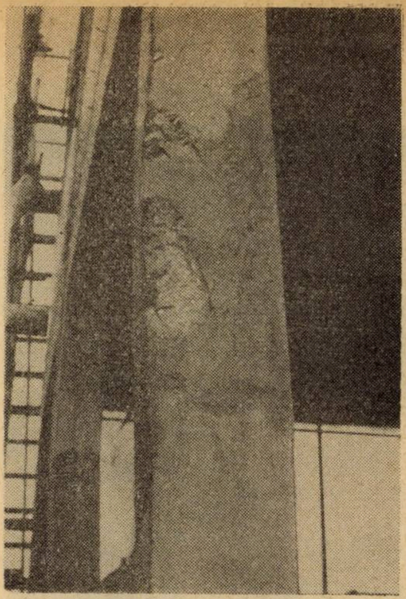


Fig. 7 – Exfolieri la stîlpul central (parter)

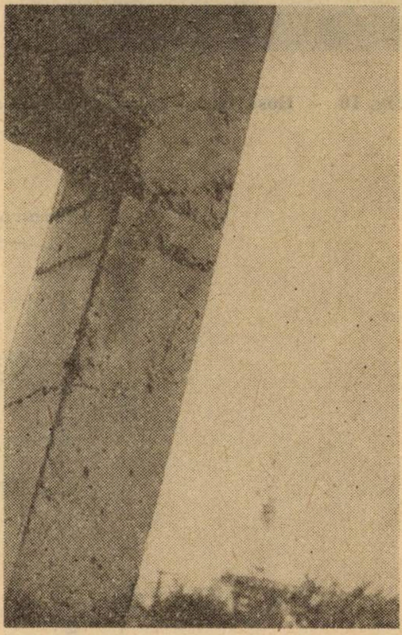
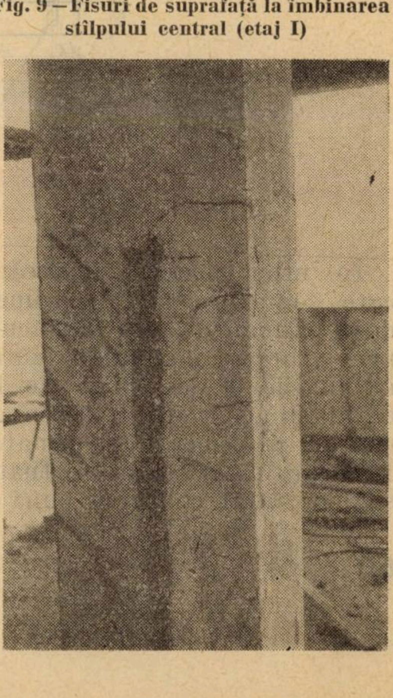


Fig. 8 – Segregări la un stîlp marginal (parter)

Fig. 9 – Fisuri de suprafață la îmbinarea stîlpului central (etaj I)



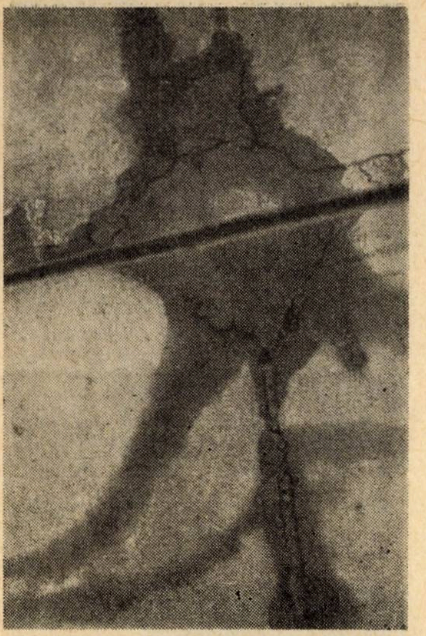


Fig. 10 — Rost fisurat în zona centrală a planşeului (etaj I)

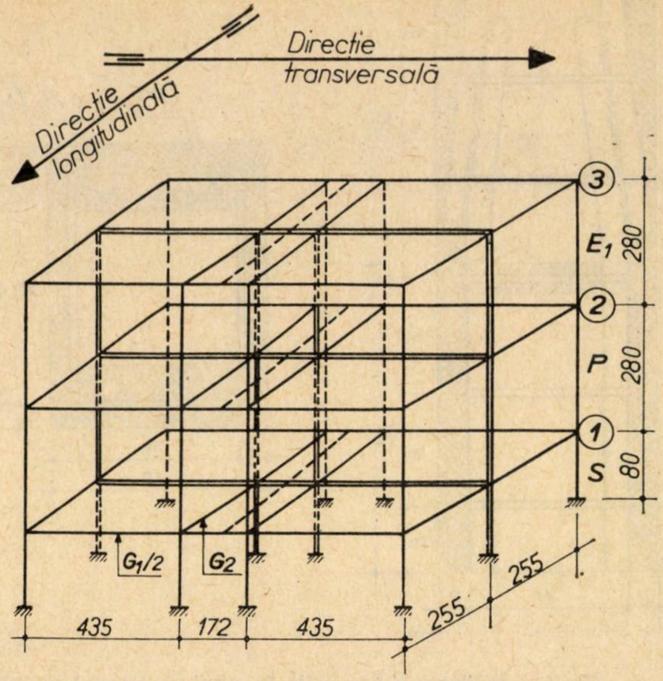

Direcţie transversală
Direcţie longitudinală
③
E1
280
②
P
280
①
S
80
G1/2
G2
435
172
435
255
255

Fig. 11 — Schema structurii încercate static

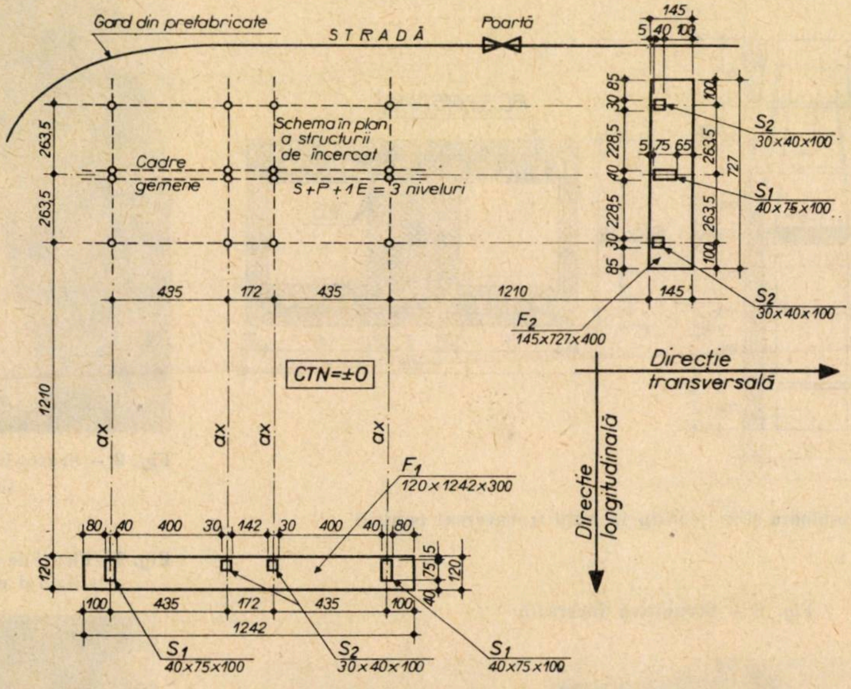
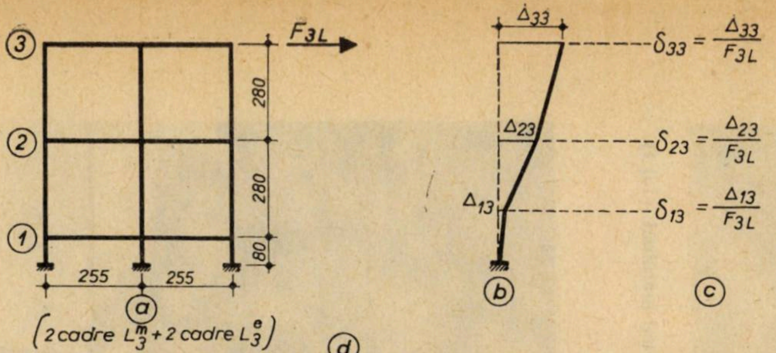

Gard din prefabricate
STRADĂ
Poartă
Schema în plan a structurii de încercat
Cadre gemene
S+P+1E = 3 niveluri
263,5
263,5
435
172
435
1210
CTN=±0
ax
ax
ax
ax
F1
120×1242×300
80
40
400
30
142
30
400
40
80
100
435
172
435
100
1242
120
S1
40×75×100
S2
30×40×100
S1
40×75×100
145
5
40
100
S2
30×40×100
S1
40×75×100
S2
30×40×100
F2
145×727×400
727
228,5
263,5
Direcţie transversală
Direcţie longitudinală

Fig. 12 — Planul fundaţiilor ancoraje

În urma acestor încercări, care s-au succedat în ordinea descrisă mai sus, s-au desfăcut, prin spargere manuală atentă, îmbinările a doi stîlpi de la etajul I; aceşti stîlpi prezentau rupturi şi dislocări accentuate. În urma spargerilor efectuate s-a constatat calitatea bună a sudurilor armăturilor din îmbinare, aceste suduri neprezentînd fisuri, precum şi stabilitatea barelor de armătură; de asemenea, s-a observat că unii etrieri din zona de îmbinare nu au fost montaţi. În fig. 30—31 se prezintă aspectul acestor îmbinări după desfacere.

3.2. *Încercări cu sarcini verticale*

La sarcini verticale au fost efectuate încercări pe grinzile $G_{1/2}$ şi G_2 (fig. 1 şi 11) din cadrul planşeului de peste subsol, care nu a prezentat fisuri în timpul încercărilor cu sarcini



F_{3L}
③
②
①
280
280
80
255
255
ⓐ
$\left(2\ \text{cadre}\ L_3^m + 2\ \text{cadre}\ L_3^e\right)$
Δ_{33}
Δ_{23}
Δ_{13}
$\delta_{33} = \frac{\Delta_{33}}{F_{3L}}$
$\delta_{23} = \frac{\Delta_{23}}{F_{3L}}$
$\delta_{13} = \frac{\Delta_{13}}{F_{3L}}$
ⓑ
ⓒ

ⓓ

F_{3L} (kg)	Δ_{33} (cm)	δ_{33} (cm/t)	Δ_{23} (cm)	δ_{23} (cm/t)	Δ_{13} (cm)	δ_{13} (cm/t)	Observații
8000	0,880	0,110	0,445	0,0555	0,010	0,0013	O zonă a structurii prezintă deformații mai mari
16.500	1,910	0,116	0,965	0,0585	0,022	0,0014	
25.100	3,230	0,129	1,725	0,0688	0,039	0,0155	Fisurare etaj I (vezi foto)
0	0,296	-	0,128	-	0,003	-	
$\frac{(\delta_{ik})_{exp}}{(\delta_{ik})_{analitic}} = 1{,}05 \ldots\ldots\ldots 1{,}29$					$\frac{(F_{3L})^{exp}_{fisurare}}{(F_{3L})^{analitic}_{rupere}} = 0{,}705$		

Fig. 13

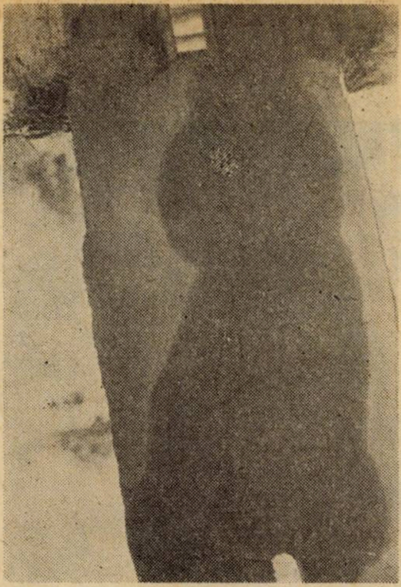


Fig. 14

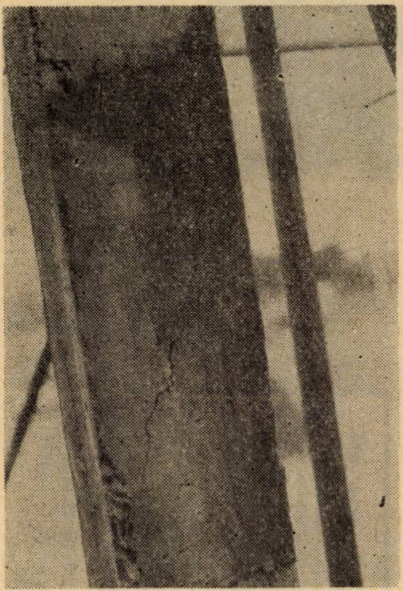


Fig. 15

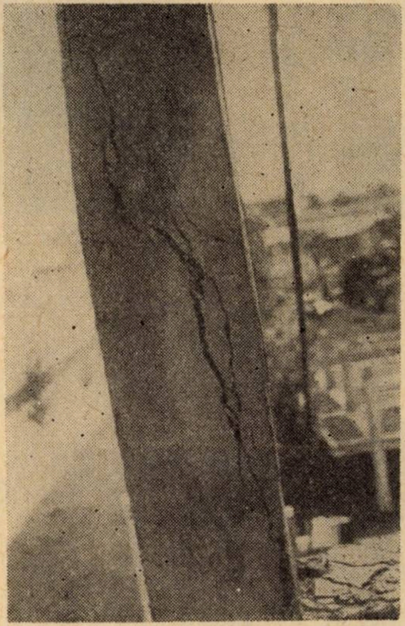


Fig. 16

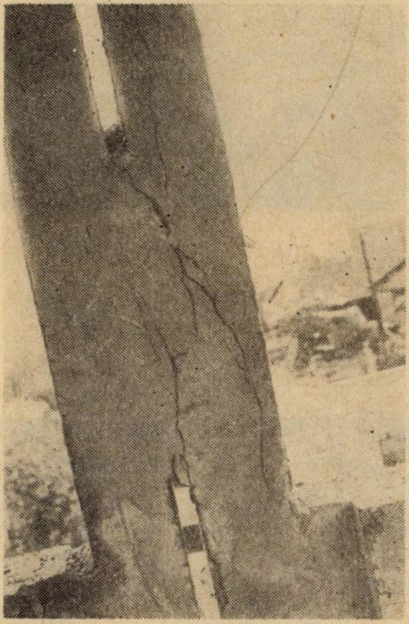


Fig. 17

Fig. 18

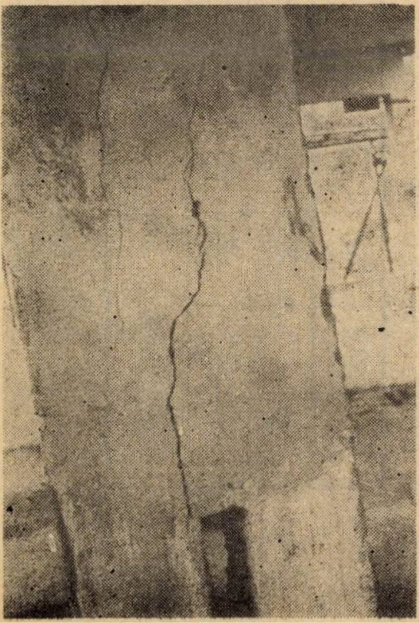
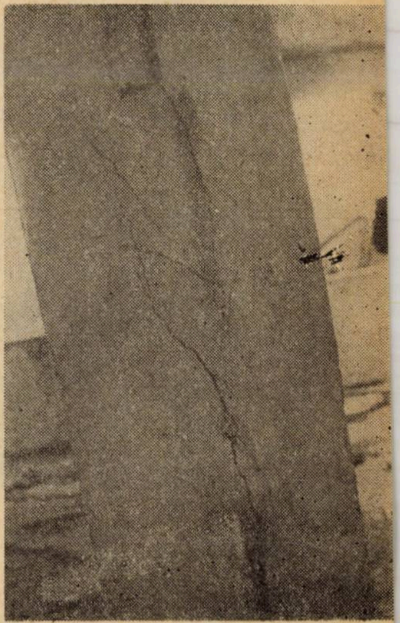


Fig. 13 — Încercare statică longitudinală cu forțe orizontale la nivelul 3
a. Schema de încărcare (spațială, redusă la plan)
b. Deformații — săgeți
c. Săgeți unitare
d. Rezultate experimentale
Fig. 14 — Fisură de îmbinare la stîlpul central (L) — etaj I
Fig. 15 — Fisură de îmbinare la un stîlp de colț — etaj I
Fig. 16 — Ruptură de îmbinare la un stîlp de colț — etaj I
Fig. 17 — Rupturi de îmbinare la un stîlp central (L) — etaj I
Fig. 18 — Fisură de îmbinare la un stîlp central (L) — etaj I
Fig. 19 — Fisură de îmbinare la un stîlp central (L) — etaj I

Fig. 19



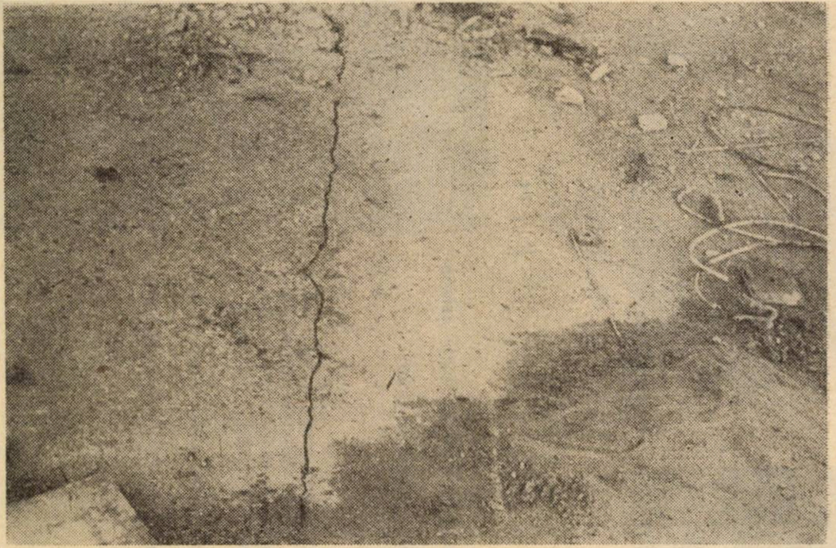


Fig. 20 – Fisură transversală în planșeul de peste parter

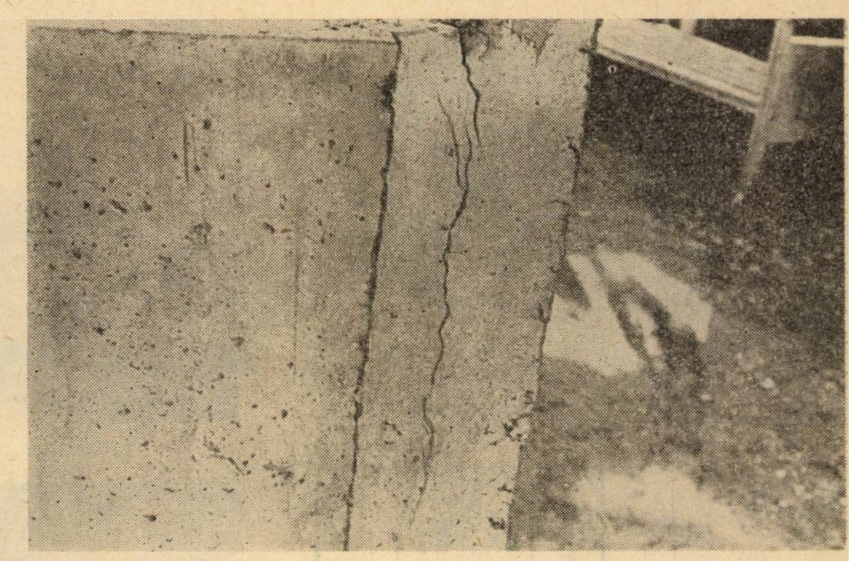
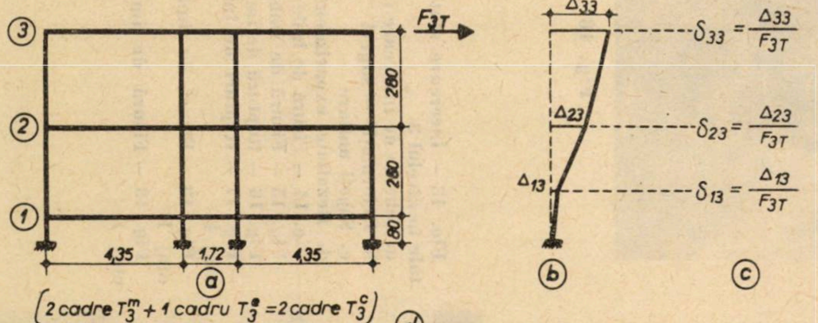


Fig. 21 – Fisură între stîlp, grindă și cadru longitudinal marginal (etaj I)


③
②
①
F_{3T}
280
280
80
4,35
1,72
4,35
ⓐ
Δ_{33}
Δ_{23}
Δ_{13}
ⓑ
$\delta_{33} = \frac{\Delta_{33}}{F_{3T}}$
$\delta_{23} = \frac{\Delta_{23}}{F_{3T}}$
$\delta_{13} = \frac{\Delta_{13}}{F_{3T}}$
ⓒ
(2 cadre T_3^m + 1 cadru T_3^e = 2 cadre T_3^c)

ⓓ

F_{3T} (kg)	Δ_{33} (cm)	δ_{33} (cm/t)	Δ_{23} (cm)	δ_{23} (cm/t)	Δ_{13} (cm)	δ_{13} (cm/t)	Observații
9200	1,675	0,1820	0,850	0,0923	0,020	0,00213	Cadrele transversale plane au deformații similare
18,400	3,660	0,1985	1,850	1,005	0,043	0,00233	
27.600	6,200	0,224	3,120	1,130	0,0725	0,00262	Fisurare la etaj I
0	0,475	-	0,240	-	0,009	-	

$$\frac{(\delta_{ik})_{exp}}{(\delta_{ik})_{analitic}} = 0{,}96 \ldots\ldots\ldots 1{,}18$$

$$\frac{(F_{3T})^{exp}_{fisurare}}{(F_{3T})^{analitic}_{rupere}} = 0{,}97$$

Fig. 22 – Încercare statică transversală cu forțe orizontale la nivelul 3
a. Schemă de încercare (spațială, redusă la plan); b. Deformații – săgeți
c. Săgeți unitare; d. Rezultate experimentale

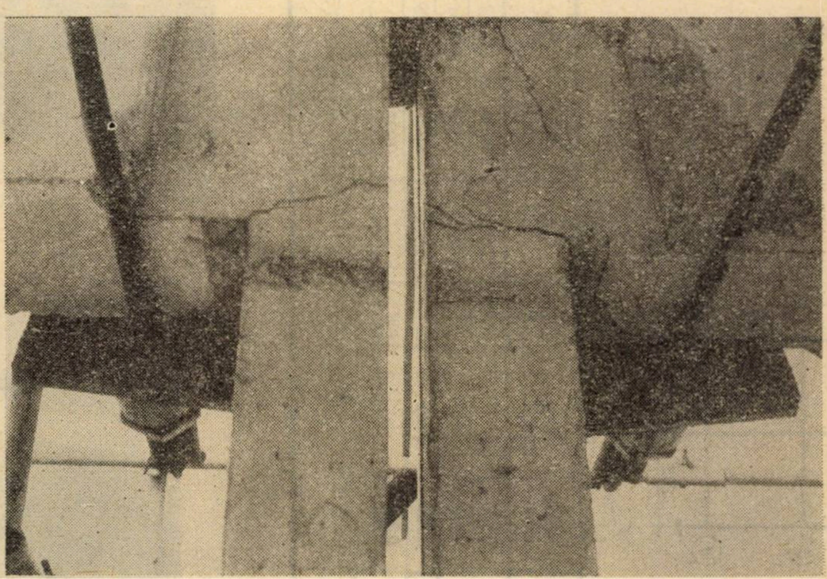


Fig. 23 – Fisuri stîlp central – grindă longitudinală (etaj I)

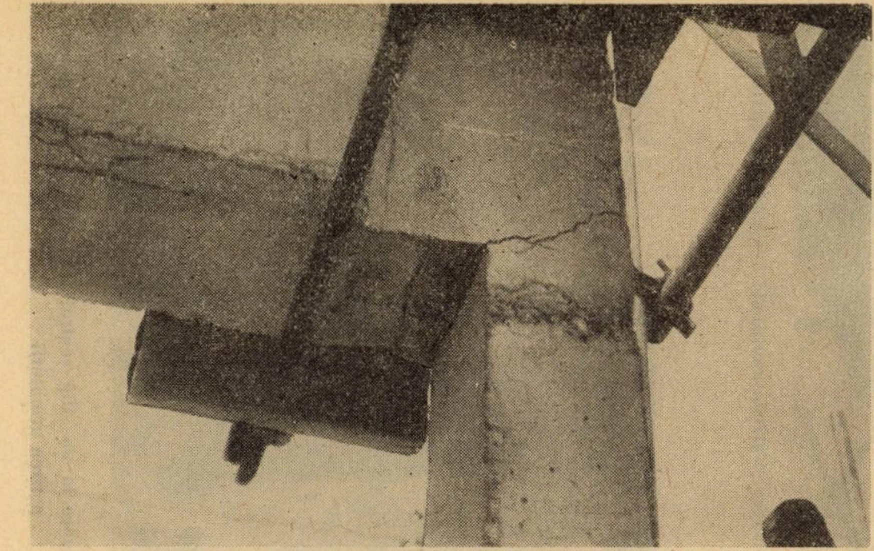


Fig. 24 — Fisură stîlp marginal — grindă longitudinală marginală (etaj I)

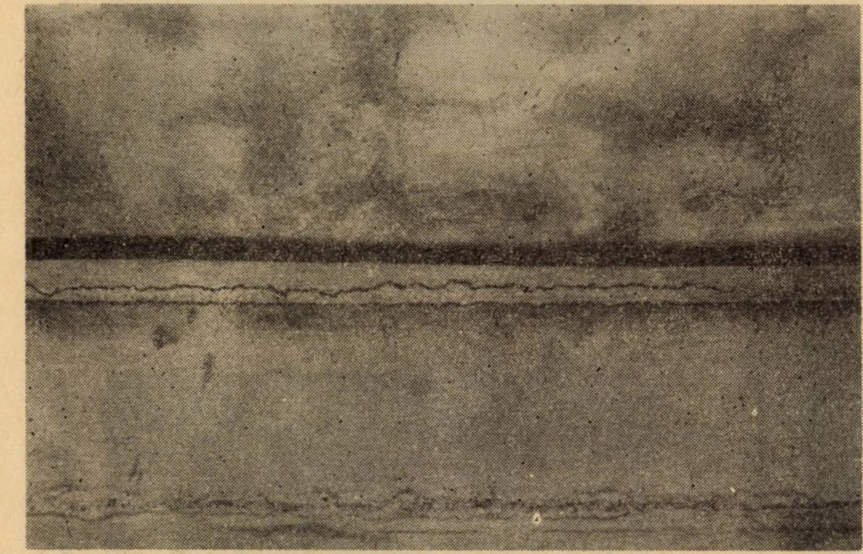


Fig. 25 — Fisură planșeu — grindă marginală longitudinală (etaj I)

orizontale. Încercările s-au efectuat în trepte, măsurîndu-se săgețile în diferite puncte cu micro-comparatoare și eforturile unitare, folosind metoda tensometriei electroacustice.

Un aspect în timpul încercării este prezentat în fig. 32.

Schema de încărcare și rezultatele experimentale obținute la încercarea grinzii $G_{1/2}$ și G_2 sînt prezentate în fig. 33 și respectiv 34.

3.3. Observații asupra comportării la încărcări statice

La sarcini orizontale, structura s-a comportat mai apropiat de aprecierile analitice pe direcție transversală decît pe direcție longitudinală, cu toate că mai întîi structura a fost încercată longitudinal pînă la fisurare.

Perioadele de apariție a fisurilor, precum și modul lor de formare demonstrează o capacitate mică de adaptare plastică a ansamblului spațial.

Fisurile și în special zonele plastice apar mai întîi în stîlpi, ceea ce nu este indicat la acțiuni seismice. Diferențele accentuate de rigiditate dintre diferitele subansambluri sau elemente ale subansamblurilor au condus la apariția de fisuri în zone neindicate și la micșorarea accentuată a capacității de rezistență.

La sarcini verticale, încercările au condus mai întîi la fisu-

Fig. 26 — Ruptură cu desprindere de beton dintr-un stîlp de colț (etaj I)

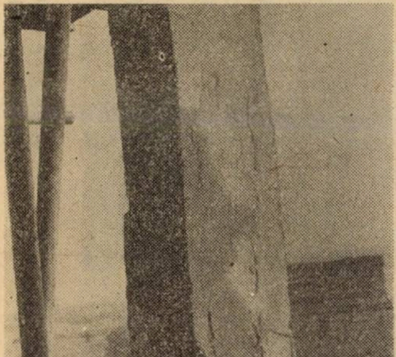
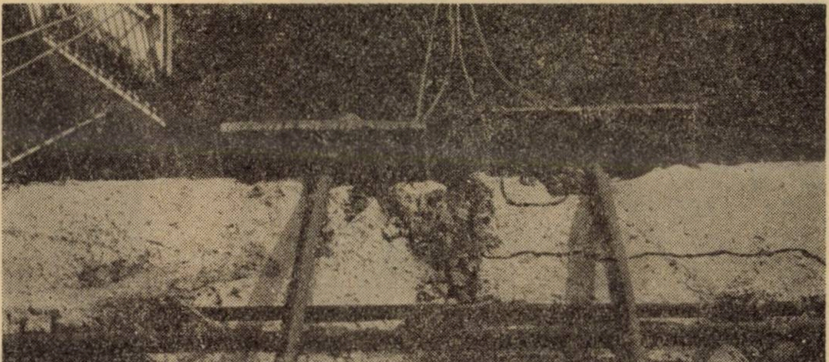


Fig. 27 — Fisură superioară între grinzile transversale și longitudinale (zona centrală — etaj I)



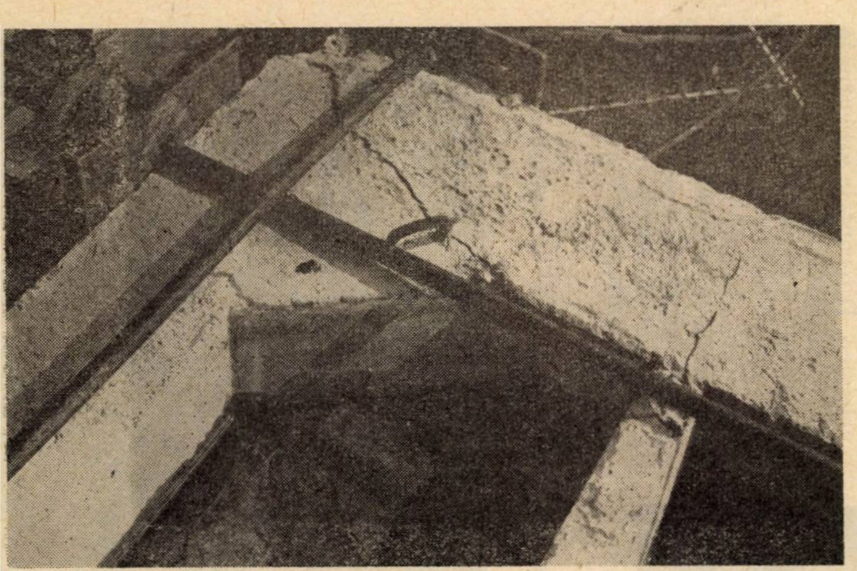


Fig. 28 – Fisură superioară între grinzi transversale și longitudinale (zona marginală – etaj I)

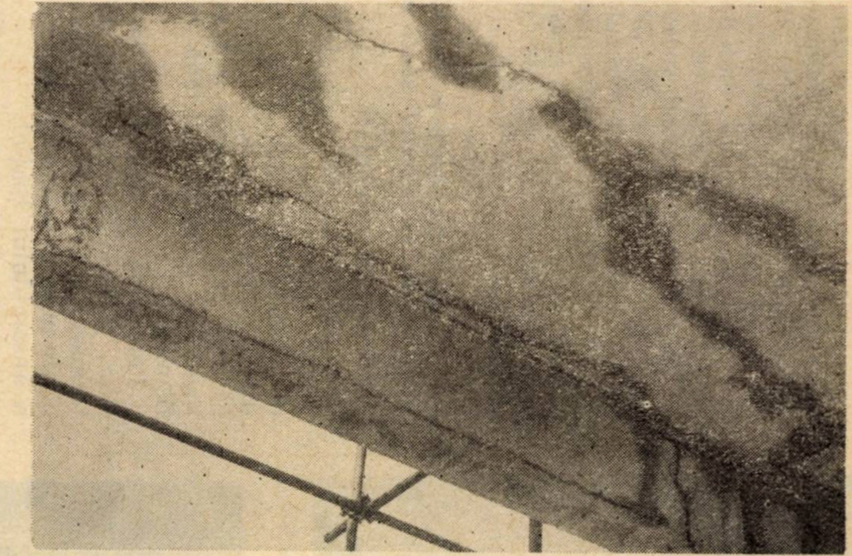


Fig. 29 – Fisură între planșeu și grindă marginală longitudinală (parter)

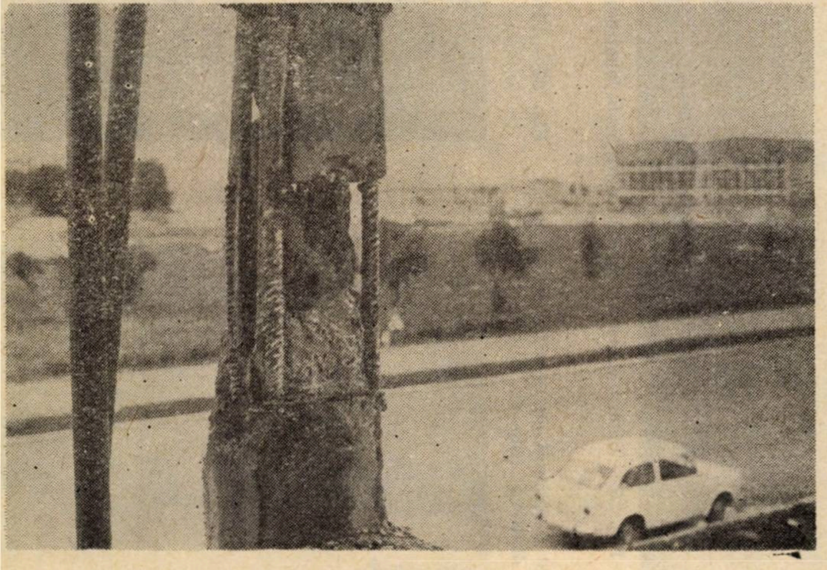


Fig. 30 – Aspect de îmbinare la un stîlp marginal (L_3^m – etaj I) după descoperirea armăturii

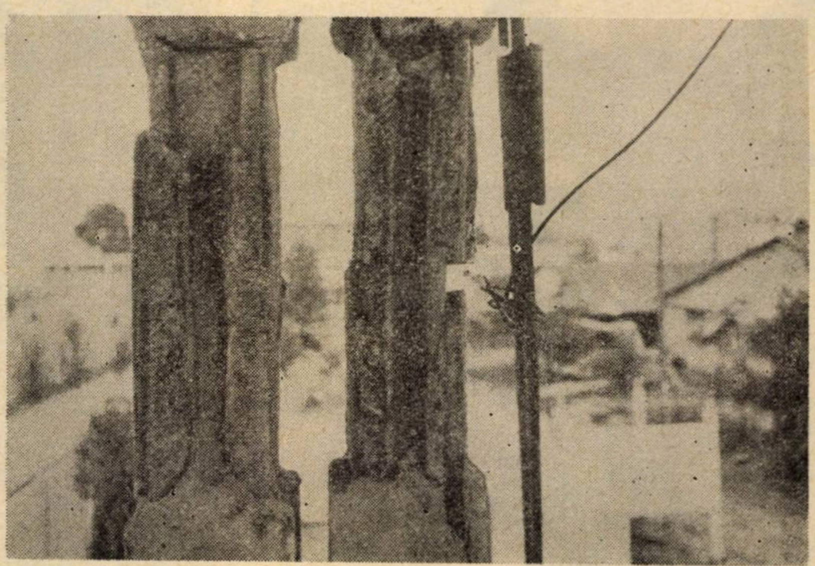


Fig. 31 – Aspect de îmbinare la un stîlp central (L_3^m – etaj I) după descoperirea armăturii

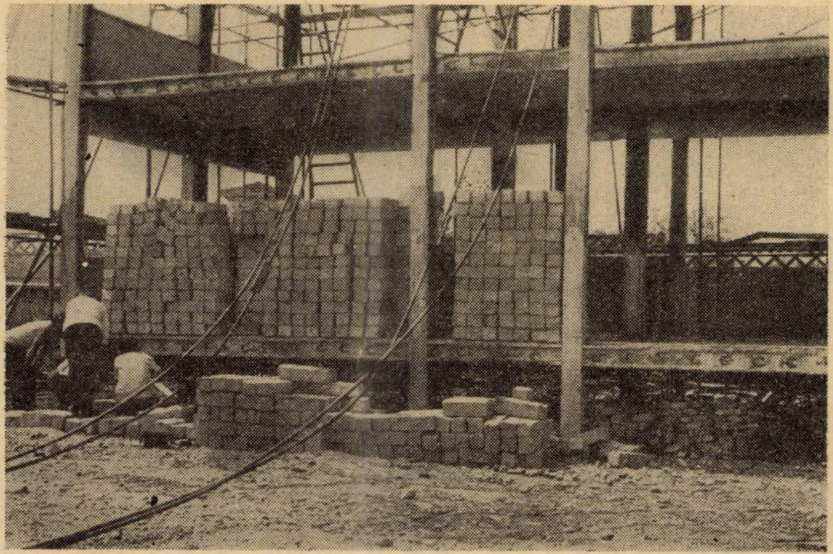
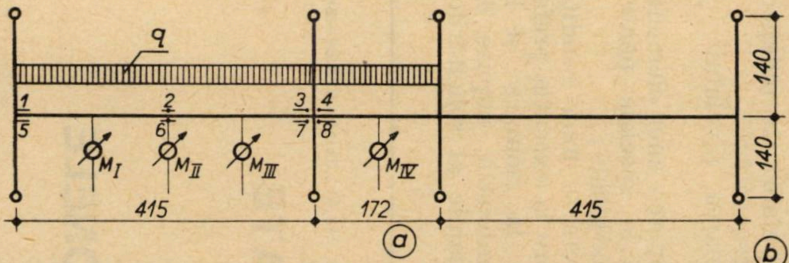


Fig. 32 – Aspect din timpul încercării grinzii G1/2.



b

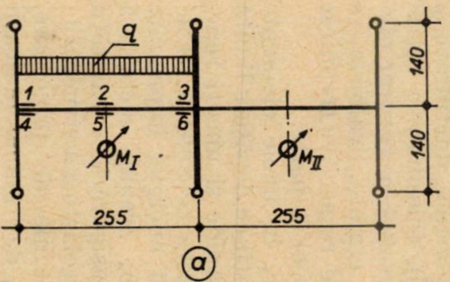
q kg/m	Deformații în dreptul microcomparatoarelor (mm)				Observații
	M_I	M_II	M_III	M_IV	
176	0,00	0,00	0,00	0,00	
353	0,26	0,42	0,30	0,01	
529	0,52	0,83	0,61	0,01	
706	0,85	1,30	0,95	0,00	Apar primele fisuri
882	1,10	1,75	1,27	- 0,01	Fisurare peste tot
1059	1,45	0,12	1,69	- 0,01	
529	0,92		1,05	- 0,04	
0	-		0,10	0,00	

c

Traductor	1		2		3		4		5		6		7		8	
Sarcini. kg/m	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ
529	+6.0	+14,4	-2,6	-6,2	+2,1	+5,0	+9,7	+23,3	-0.4	-1,0	+9,0	+21,7	-3,3	-7,9	+10,7	+25,7
882	+22	-	-6,5	-15.6	+3,9	+9,4	+2,9	+6,9	-4,7	-11,3	+4,3	+10,3	-4,0	-9,6	+4,2	+10,8

Fig. 33 – Încercare statică a grinzii G1/2
a. Schema încărcării, puncte de măsură
b. Deformații – săgeți
c. Deformații specifice și eforturi

NOTA. ε = valorile se înmulțese cu 10^{-5}
σ = în kg/cm² pt. E = 2,4 × 10^{-5} kg/cm²



q (kg/m)	Deformații în dreptul microcomparatoarelor (mm)	
	M_I	M_II
585	0,16	0,15
1250	0,35	0,15
2080	0,60	0,15
2920	0,84	0,15
4170	1,27	0,15
2920	1,14	0,10
1250	0,79	0,08
0	0,33	0,00

b

c

Traductor Sarcini	1		2		3		4		5		6	
(kgr.m)	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ
1250	+3,2	7,7	-4,2	-10,1	0	0	0	0	0,8	1,9	- 2,2	- 5,3
2080	-4,8	-11,5	-4,0	- 9,6	0	0	1,0	2,4	2,0	4,8	+ 1,1	+2,6
2920	-4,2	-10[illegible]	-3,0	- 7,2	1,3	3,1	-0,5	1,2	1,8	4,3	+ 1,1	+2,6
4170	-5,5	-13,2	- 2,8	- 6,7	-0,7	-1,7	0	0	2,4	5,8	- 1,8	- 4,3
2920	+1,3	3,1	3,1	+ 7,4	0	0	0,5	1,2	-2,2	-5,3	0,4	+1,0
1250	+5,0	12	4,3	+10,3	-	-	-0,5	-1,2	-2,0	-4,8	0,8	+ 1,9
0	+2,2	5,2	1,9	+ 4,6	-	-	0	0	-2,0	-4,8	-0,3	- 0,7

Fig. 34 – Încercare statică a grinzii G₂
a. Schema încărcării, puncte de măsură
b. Deformații – săgeți
c. Deformații specifice – săgeți

NOTA. ε = valorile se înmulțese cu 10^{-5}
σ = în kg/cm² pt. E = 2,4 × 10^{-5} kg/cm²

rarea stîlpilor adiacenţi, ceea ce nu este indicat. Comportarea generală a grinzilor G_1 şi G_2 este satisfăcătoare, atît din punct de vedere al deformaţiilor, cît şi al sarcinilor de fisurare.

4. CONCLUZII ŞI RECOMANDĂRI

Concepţia prefabricatului, precum şi a îmbinărilor în ansamblul structural trebuie îmbunătăţite pentru a se putea utiliza structuri din prefabricate spaţiale tip ,,H'' în zone seismice. Considerăm că îmbunătăţirile necesare nu schimbă esenţial concepţia iniţială, iar avantajele ce vor rezulta în urma utilizării acestor tipuri de prefabricate sînt suficiente.

Pentru îmbunătăţirea prefabricatului şi ansamblului structural se recomandă :

— mărirea secţiunilor stîlpilor ;

— îmbunătăţirea îmbinării stîlp — stîlp pe baza ultimelor studii şi cercetări (1, 2) ;

— asigurarea continuităţii grinzilor pe ambele direcţii ;

— realizarea pereţilor exteriori din prefabricate independente de structură ;

— eliminarea nivelului I (subsol) ;

— conceperea unor elemente ,,H'' spaţiale speciale pentru traveele marginale ;

— respectarea unor condiţii suplimentare la execuţia prefabricatelor, la montare şi la execuţia îmbinării, impuse de efectul dinamic al solicitărilor seismice.

CZ 624.012.36:624.078:699.841

ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE LA UNELE STRUCTURI RETICULARE ETAJATE, PROIECTATE PENTRU ZONELE SEISMICE

Ing. **SERGIU UTZA-BĂICOIANU**
I. P. J. DÎMBOVIŢA

Ing. **AUREL NESTOR**
I. P. ,,PRAHOVA'' PLOIEŞTI

1. — GENERALITĂŢI PRIVIND CONFORMAREA STRUCTURILOR ÎN ZONE SEISMICE

Structura clădirilor amplasate în zone seismice trebuie să suporte, pe lîngă sarcinile de exploatare, cu aplicare — în general — statică, solicitări dinamice cu valori importante, imprimate de seisme. Aceasta impune conformarea structurii astfel încît să se asigure proprietăţi globale avantajoase (proprietăţi de masă, rezistenţă, rigiditate, deformabilitate elastică, deformabilitate plastică, ductilitate şi proprietăţi energetice [7]), folosindu-se raţional capacitatea de rezistenţă a tuturor elementelor. La structurile etajate, valorile ce caracterizează proprietăţile respective trebuiesc stabilite pentru fiecare nivel în parte.

În timpul cutremurelor, în unele elemente ale structurii apar deformaţii ce depăşesc limita elastică, prin incursiuni rapide şi uneori repetate în domeniul plastic, ceea ce conferă structurii posibilitatea disipării energiei imprimate de seism. În consecinţă, trebuie acordată o importanţă deosebită asigurării capacităţii necesare de deformaţie postelastică a structurii ; pentru aceasta, instrucţiunile de proiectare, în vigoare în ţara noastră, dau numai indicaţii generale, cu referire în special la construcţiile de beton armat monolit, pentru care există verificare în laboratoarele ,,naturale'' şi ştiinţifice. Deoarece proiectanţii nu dispun de norme şi metode abordabile pentru calculul seismic în domeniul postelastic, considerăm că la conformarea structurilor este necesar să se asigure, cel puţin la nivel calitativ (principial), proprietăţile globale şi locale ce apar necesare în urma unei analize bazate pe concepte energetice.

2. — ASUPRA PARTICULARITĂŢILOR PROIECTĂRII STRUCTURILOR PREFABRICATE ÎN ZONE SEISMICE

Comportarea în timpul cutremurelor a construcţiilor din prefabricate de beton armat este încă puţin cunoscută. În schimb, structurile de beton armat monolit — raţional concepute — s-au comportat bine [1], [2], [5].

Devine evident, deci, că proiectarea corectă a construcţiilor etajate din elemente prefabricate trebuie să respecte atît cerinţele proprii structurilor antiseismice, executate monolit, cît şi cerinţe suplimentare, specifice prefabricării, astfel încît secţionarea şi reasamblarea elementelor să nu afecteze caracteristicile structurii monolite. Aceasta se obţine utilizînd cu precădere îmbinările de continuitate, îmbinările articulate putînd fi întrebuinţate cel mult la nivelul acoperişului.

Ansamblul elementelor structurii formează un sistem. Între proprietăţile globale ale sistemului, amintite mai sus, şi proprietăţile locale (ale fiecărui element şi ale fiecărei zone caracteristice) există o interdependenţă directă. Este normal ca rezolvarea sistemului să condiţioneze rezolvările locale, astfel ca ansamblul să nu fie afectat principial de unele rezolvări specifice ale detaliilor.

Pentru structurile prefabricate, îmbinările şi montajul elementelor capătă o importanţă de prim plan; totuşi, ele rămîn elemente de detaliu care trebuie să se subordoneze rezolvării conforme a întregii structuri.

Este greşit ca la structurile prefabricate (mai „sensibile" prin însăşi natura lor) să admitem rezolvări pe care nu le-am accepta sub nici o formă la structurile monolite. De asemenea, nu putem renunţa la unele condiţionări puse de normative structurilor de beton armat monolit, fără a le înlocui cu altele echivalente, specifice structurilor prefabricate.

Local (în zonele de suprasolicitări, îmbinări etc.) este necesar un studiu amănunţit pentru a evita, pe cît posibil, suprapunerea „punctelor critice" din structura reticulară cu cele ale prefabricării.

3. – CONSIDERAŢII ASUPRA AMPLASĂRII ÎMBINĂRILOR LA PREFABRICAREA STRUCTURILOR RETICULARE ETAJATE

În stadiul postelastic de solicitare, pentru buna alcătuire a structurilor etajate au o deosebită importanţă nodurile şi zonele de apariţie a articulaţiilor plastice.

3.a. ***Nodurile***

Concentrarea eforturilor în jurul nodurilor reţelei este specifică structurilor în cadre etajate solicitate de cutremur.

Nodul trebuie deci conformat astfel încît să asigure distribuţia şi transmiterea corectă a eforturilor din barele concurente.

Pentru aceasta este necesar ca:

— rezistenţa nodului să fie sensibil mai mare decît rezistenţa capetelor de bară legate în nod;

— dispunerea armăturilor în nod să corespundă traseelor eforturilor de întindere;

— dimensiunile nodului şi repartizarea armăturilor să permită o betonare şi o vibrare comodă, astfel încît calitatea nodului să fie ireproşabilă şi cel puţin la acelaşi nivel cu a barelor adiacente.

În proiectarea nodului trebuie să se ţină seama că în timpul solicitării seismice el nu este nici acumulator, nici disipator de energie; nodul trebuie să fie rigid [7].

Pe această bază, considerăm că nodul trebuie să fie înglobat într-unul din elementele în care s-a tronsonat structura (elementul putînd fi prefabricat sau monolit), neadmiţîndu-se realizarea nodului sub formă de „plombă", cel puţin în cazul unor deschideri importante sau al unui număr mai mare de niveluri.

Nodul este supus unor solicitări deosebit de complexe, mai ales în cazul unui seism pe direcţie oblică sau al torsiunii din seism. La aceste solicitări, nodul rezistă şi datorită efectului favorabil al compresiunilor triaxiale ce se nasc dacă barele sînt centrate în nod. Dorind a simplifica montajul, uneori se suprapun riglele de pe cele două direcţii. În acest fel:

— nodul spaţial este distrus, fiind înlocuit cu două noduri de cadre plane, suprapuse;

— în cazul unui sistem pe direcţie oblică, solicitările reale nu pot fi, practic, evaluate şi nodul nu poate fi asigurat;

— ne putem aştepta la o distrugere a stîlpului între cele două grinzi suprapuse.

Această rezolvare trebuie înlăturată pentru zonele seismice, căutîndu-se a asigura centrarea tuturor barelor în nod (sau cel puţin concurenţa în „volumul" nodului).

Din motive similare, considerăm greşită prevederea în zona nodurilor a unor goluri (pentru trecerea armăturilor, pentru betonare etc.) chiar dacă se indică umplerea lor ulterioară.

De asemenea, considerăm că nu se asigură o transmitere corectă a întinderilor dacă la traversarea nodului barele de armătură nu au asigurată o bună aderenţă în beton.

3.b. ***Zonele articulaţiilor plastice***

Valoarea solicitării seismice luată în calcul, conform normelor, pentru dimensionarea structurii în stadiul elastic, este mai mică decît solicitarea reală. Structurile în cadre preiau diferenţa în special prin lucrul în domeniul postelastic (în unele elemente apărînd articulaţii plastice), cît şi prin acţiunea forţelor de frecare interioară.

Articulaţiile plastice se formează în zonele de capăt ale barelor ce intră în nod (recomandabil pe rigle). În aceste zone, proiectarea trebuie să asigure nu numai condiţiile de rezistenţă, ci şi deformabilitatea (prin ductilizarea secţiunii de beton).

În zonele de apariţie a articulaţiilor plastice nu se recomandă prevederea de ancoraje şi dispunerea de îmbinări prin petrecerea armăturilor, avînd în vedere diminuarea necontrolabilă a aderenţei prin microfisurarea betonului şi aplicarea dinamică a acţiunii cutremurului.

Îmbinarea prin sudură a armăturilor în această zonă trebuie făcută cu multă grijă, asigurîndu-se toate condiţiile pentru realizarea unei calităţi corespunzătoare; altfel, se poate influenţa procesul de plastifiere (schimbarea zonei sau elementului care se plastifică). De asemenea, trebuie acordată deosebită atenţie armării transversale a zonelor ce pot lucra în domeniul postelastic.

În condiţiile menţionate, cele mai multe în contradicţie cu cerinţele constructive specifice realizării îmbinărilor, apare indicată amplasarea acestora în afara nodurilor şi, pe cît posibil, şi în afara zonelor de formare a articulaţiilor plastice. Avînd în vedere că îmbinările reprezintă oricum puncte mai slabe ale structurii, considerăm indicată evitarea plasării lor pe stîlpi (cel puţin în apropierea nodurilor) pentru a nu apare plastifieri în zonele slăbite ale stîlpilor, înaintea formării articulaţiilor plastice pe capetele riglelor.

Cele susmenţionate, specifice lucrului structurilor în zone seismice, trebuie să fie corelate cu principiile generale de amplasare a îmbinărilor (zone de solicitări minime, stabilitate la montaj etc.).

În concluzie, considerăm că pentru buna conformare a structurilor reticulare etajate, realizate cu elemente prefabricate de beton armat, trebuie avute în vedere următoarele :

— îmbinările să fie plasate în afara nodurilor şi, de regulă, în afara zonelor de formare a articulaţiilor plastice, separîndu-se problemele specifice. Rezolvarea îmbinărilor devine astfel o problemă simplă de calcul în domeniul elastic ;

— îmbinările trebuie astfel concepute încît să asigure o cît mai bună centrare a barelor în nodurile reţelei ;

— pentru asigurarea unui pronunţat caracter monolitic, nodul trebuie să facă parte integral dintr-un element (monolit sau prefabricat) ;

— se va evita plasarea îmbinărilor pe stîlpi, preferîndu-se soluţia cu stîlpi pe mai multe niveluri.

4. CONSIDERENTE PRIVIND PROIECTAREA ÎMBINĂRILOR

În conformitate cu concepţia de conformare antiseismică a structurilor etajate, expusă pe scurt în capitolele anterioare, îmbinările trebuie să asigure ansamblului realizat din elemente prefabricate caracteristici care să nu difere sensibil de ale unei construcţii din beton armat monolit, atît ca schemă statică, cît şi ca rezistenţă, rigiditate, deformabilitate elastică şi plastică etc.

Îmbinărilor li se pun o serie de condiţii generale de rezistenţă, execuţie şi exploatare [3], [8].

La aceste condiţii generale se adaugă condiţiile specifice îmbinărilor pentru construcţii amplasate în zone seismice, şi anume :

— să suporte şocuri şi cicluri repetate de solicitări alternante, aplicate pe diferite direcţii ;

— în cazul amplasării accidentale în zone de formare a A.P., să contribuie la disiparea energiei seismice prin posibilitatea deformărilor postelastice ;

— eventuala cedare a unei îmbinări să nu conducă la colapsul structurii.

După cum a rezultat din practica de proiectare, satisfacerea simultană a tuturor condiţiilor nu este posibilă, de la caz la caz fiind necesare unele abateri, bineînţeles fără periclitarea rezistenţei şi stabilităţii construcţiei.

5. — PRINCIPII DE PROIECTARE ADOPTATE

Dat fiind că solicitările seismice au valori similare după oricare din direcţiile de acţionare, rezultă că toate condiţionările, atît cele privind conformarea structurii (§ 3), cît şi cele privind îmbinările (§ 4), sînt valabile, atît pentru direcţia transversală, cît şi pentru cea longitudinală. În acest context, cele mai avantajoase apar sistemele de prefabricare care utilizează fragmente de cadre spaţiale.

Astfel de sisteme nu s-au putut însă generaliza datorită greutăţilor la execuţia prefabricatelor, la transportul şi montajul lor [3], [5].

Eficacitate similară se obţine (cu o prefabricare practic integrală) prin utilizarea stîlpilor continui cu console (lungi sau scurte) pe ambele direcţii, racordaţi cu riglele prefabricate prin zone monolite. Sistemul, pe care îl studiem în prezent, este mai uşor de executat în fabrică şi pe şantier, păstrînd toate avantajele spaţialităţii.

Pînă la găsirea unei soluţii convenabile (sau cel puţin acceptabile) de realizare a elementelor spaţiale, prefabricarea structurilor etajate pentru zone seismice se poate face utilizînd elemente liniare sau elemente de cadru plan, cu următoarele condiţii :

a) — cel puţin unul din elementele ce concură în nod să fie conceput ca element continuu (incluzînd ,,nodul'' şi evitîndu-se ,,gîtuirile'') ;

b) — cel puţin unul din cele 3 elemente ce concură în nod să fie realizat din beton armat monolit ;

b) — îmbinările să se facă prin turnarea monolită a unei zone, evitînd ,,monolitizările'' în spaţii înguste ; contactul cu elemente prefabricate apare astfel ca un rost de turnare obişnuit ;

d — mărirea gradului de monolitism prin micşorarea numărului de îmbinări, prevăzîndu-se stîlpi prefabricaţi pe mai multe niveluri, fragmente de cadre plane sau (în funcţie de înzestrarea tehnică a executantului) chiar cadre întregi prefabricate ;

e) — proiectarea îmbinărilor astfel încît să se poată executa cît mai simplu şi mai sigur ;

f) — luarea în considerare, în proiectare, a abaterilor admisibile de confecţionare şi montaj.

6. — ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE PROIECTATE

La structurile rezolvate pe baza principiilor enunţate [6] s-au proiectat cîteva tipuri de îmbinări de continuitate, diferind prin concepţie şi tratare în funcţie de poziţia faţă de noduri, de rolul în structură al elementelor îmbinate, de modul de execuţie a acestor elemente (prefabricat sau monolit) şi importanţa îmbinării pentru comportarea ansamblului structurii. Întrucît aceşti parametri derivă din concepţia de alcătuire a scheletului de rezistenţă, îmbinările proiectate se vor grupa în următoarele două categorii :

a) — îmbinări pentru structuri cu elemente prefabricate neliniare (stîlpi cu console lungi, fragmente de cadru etc.) ;

b) — îmbinări pentru structuri alcătuite din elemente liniare.

a). Îmbinările pentru structuri cu elemente prefabricate neliniare s-au utilizat cu precădere, întrucît corespundeau cel mai bine principiilor expuse. Din această categorie s-au utilizat în principal două tipuri de îmbinări :

a.1. — îmbinarea pe riglă (în afara zonei de formare a articulaţiilor plastice) între consolele stîlpilor prefabricaţi şi rigla prefabricată (pe direcţia principală) ;

a.2. — îmbinarea la faţa stîlpului prefabricat continuu cu rigla monolită (pe direcţia secundară).

Astfel, pentru o construcţie industrială P+ + 1 E cu trama de 6,00 × 6,00 m, cu structura realizată din stîlpi prefabricaţi pe două niveluri (avînd console pe direcţia transversală) cu riglele transversale prefabricate şi cele longitudinale monolite (fig. 1), îmbinarea de tip ,,a.1'' este rezolvată conform detaliului ,,A'' din aceeaşi figură.

Se remarcă lungimea zonei monolite, care permite sudarea barelor de armătură şi betonarea în condiţii similare cu cele pentru un element de beton armat monolit. Pentru rezemarea la montaj s-au prevăzut console tip ,,cep'' din beton armat.

Ţinînd seama de unele studii efectuate în Anglia [4], considerăm că realizarea îmbinării poate fi îmbunătăţită prin utilizarea drept console de montaj a plăcilor metalice verticale. În acest fel se măreşte spaţiul pentru betonarea îmbinării, simplificînd în acelaşi timp pozarea armăturii (fig. 2. *a*).

La o hală industrială (P + 1 E, trama 12,00 × × 6,00 m), executată şi dată în exploatare, s-a utilizat acelaşi tip de îmbinare, pentru grinzile transversale cu secţiune dreptunghiulară (fig. 2. *b*). Consolele stîlpilor şi rigla prefabricată nu au avut ,,cepuri orizontale'' de rezemare, sprijinirea provizorie a riglei făcîndu-se cu popi metalici telescopici. Deşi acest procedeu de execuţie nu a dat complicaţii deosebite constructorului, se are în vedere o durată mai mare pînă la reluarea fazelor următoare de montaj.

Îmbinarea de tip ,,a. 2'' (stîlp prefabricat continuu cu grinda longitudinală monolită) nu prezintă particularităţi deosebite, fiind realizată cu mustăţi lăsate din stîlpi (fig. 3).

La o construcţie de tip comercial (P + 1 E, trama 3,60 × 8,00 m) s-a utilizat o structură mixtă, avînd ca elemente prefabricate : stîlpii exteriori (pe două niveluri, cu console pe direcţia transversală), riglele transversale şi riglele longitudinale interioare ; stîlpii interiori (cu console pe ambele direcţii) şi riglele longitudinale exterioare s-au executat monolit (fig. 4). Această alcătuire a condus la o realizare uşoară şi sigură a îmbinărilor din jurul stîlpilor interiori, îmbinări transformate în simple rosturi de turnare ; armarea pe reazem (prevăzută sub formă de mustăţi din riglele prefabricate) fiind înglobată în consolele stîlpilor monoliţi. În jurul nodurilor de pe stîlpii marginali s-au utilizat îmbinări

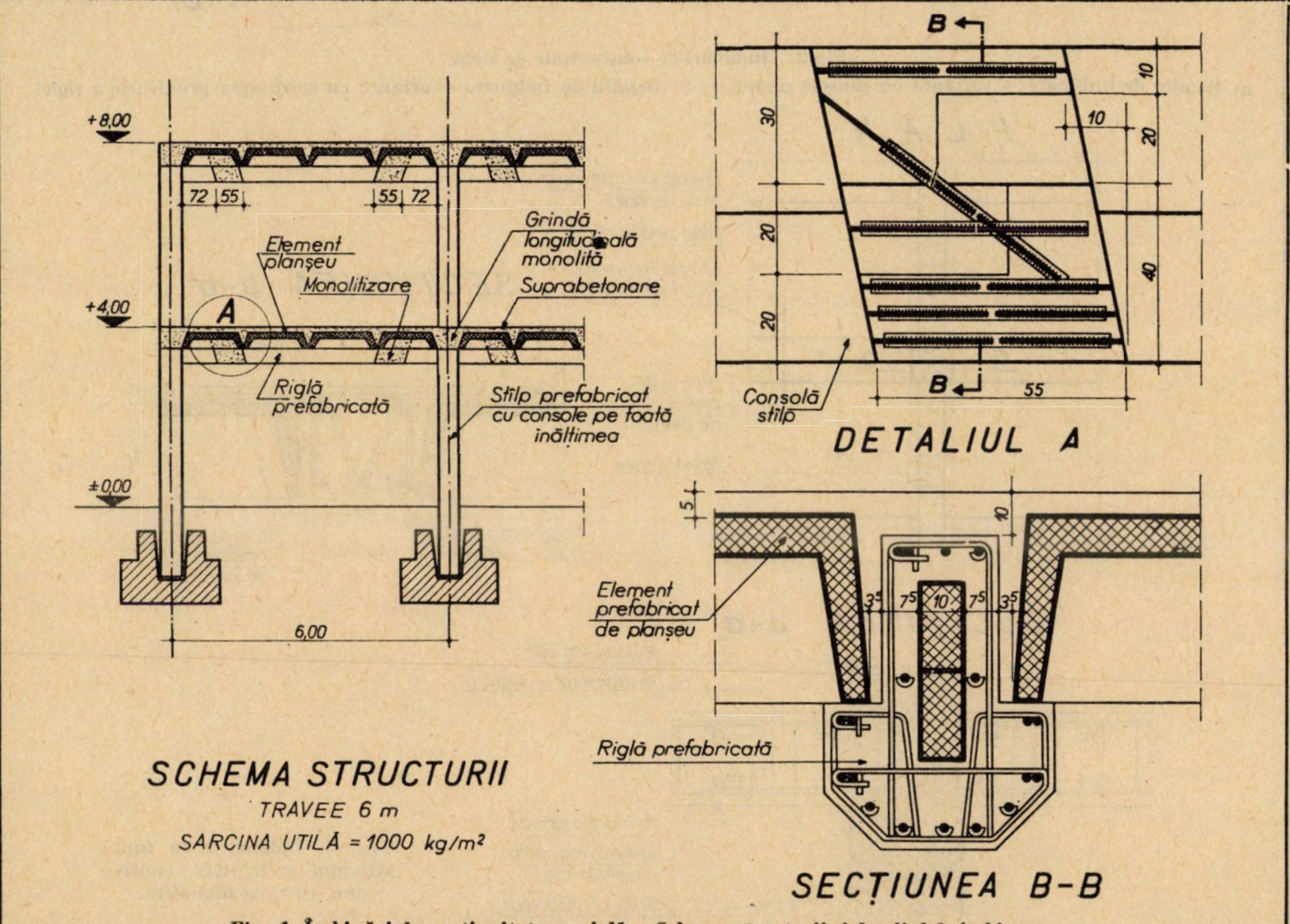

+8,00
+4,00
±0,00
72
55
55
72
Element planşeu
Monolitizare
Grindă longitudinală monolită
Suprabetonare
A
Riglă prefabricată
Stîlp prefabricat cu console pe toată înălţimea
6,00
SCHEMA STRUCTURII
TRAVEE 6 m
SARCINA UTILĂ = 1000 kg/m²
B
30
10
20
10
20
40
20
55
B
Consolă stîlp
DETALIUL A
5
10
Element prefabricat de planşeu
3⁵
7⁵
10
7⁵
3⁵
Riglă prefabricată
SECŢIUNEA B-B

Fig. 1. Îmbinări de continuitate pe riglă. Schema structurii şi detaliul de îmbinare.

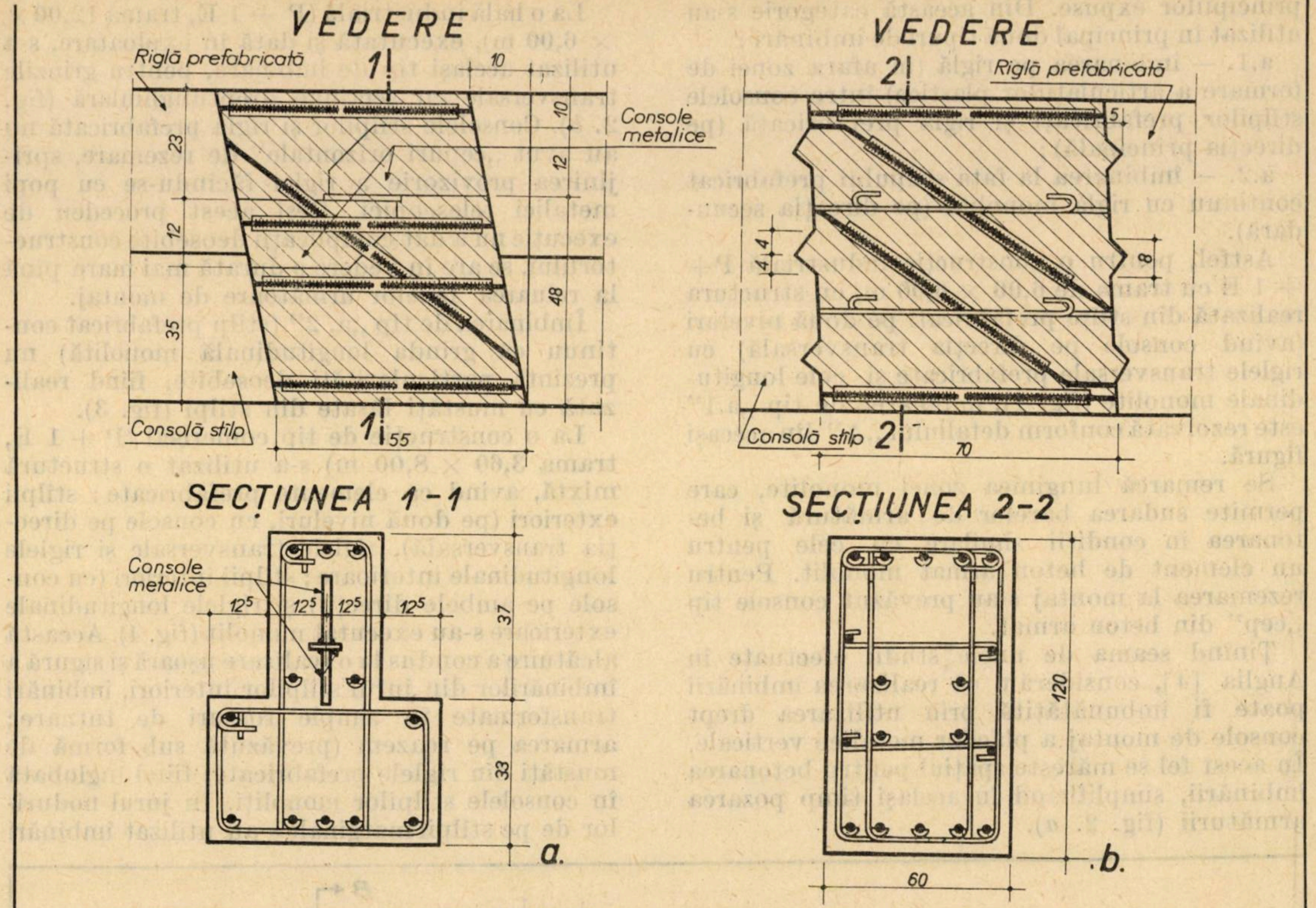

VEDERE 1
Riglă prefabricată
10
10
23
12
Console metalice
12
48
35
Consolă stîlp
1
55
VEDERE 2
Riglă prefabricată
5
4
4
8
Consolă stîlp
2
70
SECȚIUNEA 1-1
Console metalice
12⁵
12⁵
12⁵
12⁵
37
33
a.
SECȚIUNEA 2-2
120
60
b.

Fig.2. Îmbinări de continuitate pe riglă.

a) Detaliu de îmbinare — varianta cu console metalice; b) Detaliu de îmbinare—varianta cu sprijinirea provizorie a riglei.

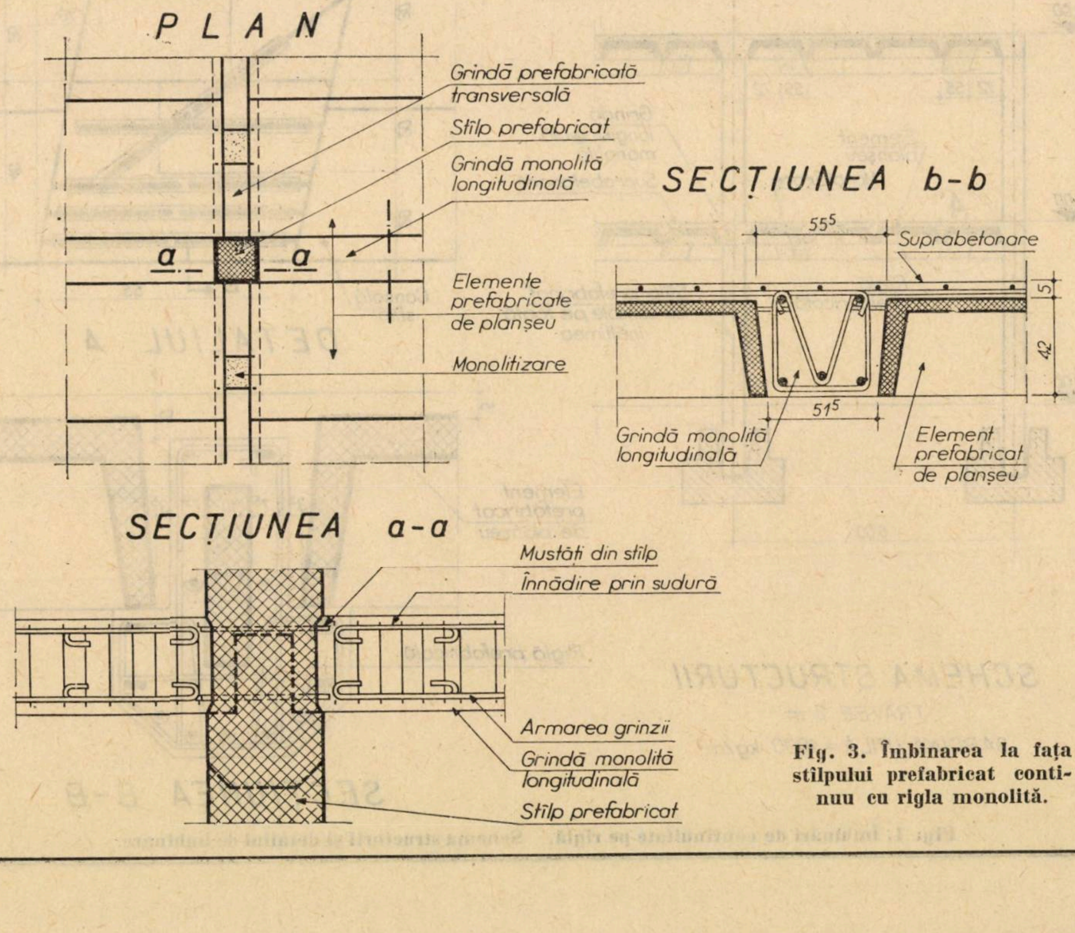

PLAN
Grindă prefabricată transversală
Stîlp prefabricat
Grindă monolită longitudinală
a
a
Elemente prefabricate de planșeu
Monolitizare
SECȚIUNEA b-b
55⁵
Suprabetonare
5
42
51⁵
Grindă monolită longitudinală
Element prefabricat de planșeu
SECȚIUNEA a-a
Mustăți din stîlp
Înnădire prin sudură
Armarea grinzii
Grindă monolită longitudinală
Stîlp prefabricat

Fig. 3. Îmbinarea la fața stîlpului prefabricat continuu cu rigla monolită.

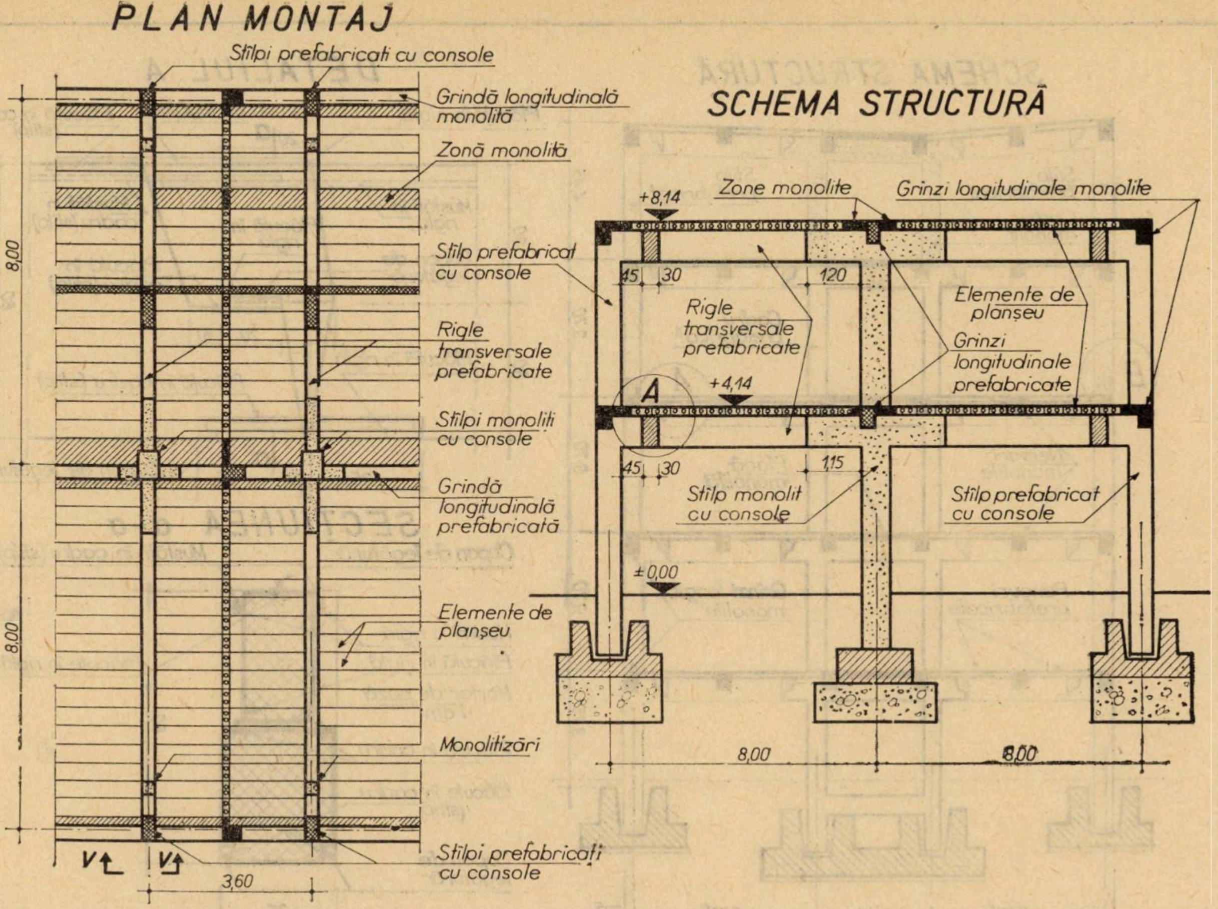

PLAN MONTAJ
Stîlpi prefabricați cu console
Grindă longitudinală monolită
Zonă monolită
Stîlp prefabricat cu console
Rigle transversale prefabricate
Stîlpi monoliți cu console
Grindă longitudinală prefabricată
Elemente de planșeu
Monolitizări
Stîlpi prefabricați cu console
8,00
8,00
3,60
V
V
SCHEMA STRUCTURĂ
+8,14
Zone monolite
Grinzi longitudinale monolite
45
30
120
Rigle transversale prefabricate
Elemente de planșeu
Grinzi longitudinale prefabricate
A
+4,14
45
30
1,15
Stîlp monolit cu console
Stîlp prefabricat cu console
±0,00
8,00
8,00

Fig. 4. Plan montaj și schemă pentru o structură mixtă (cu elemente prefabricate și monolite)

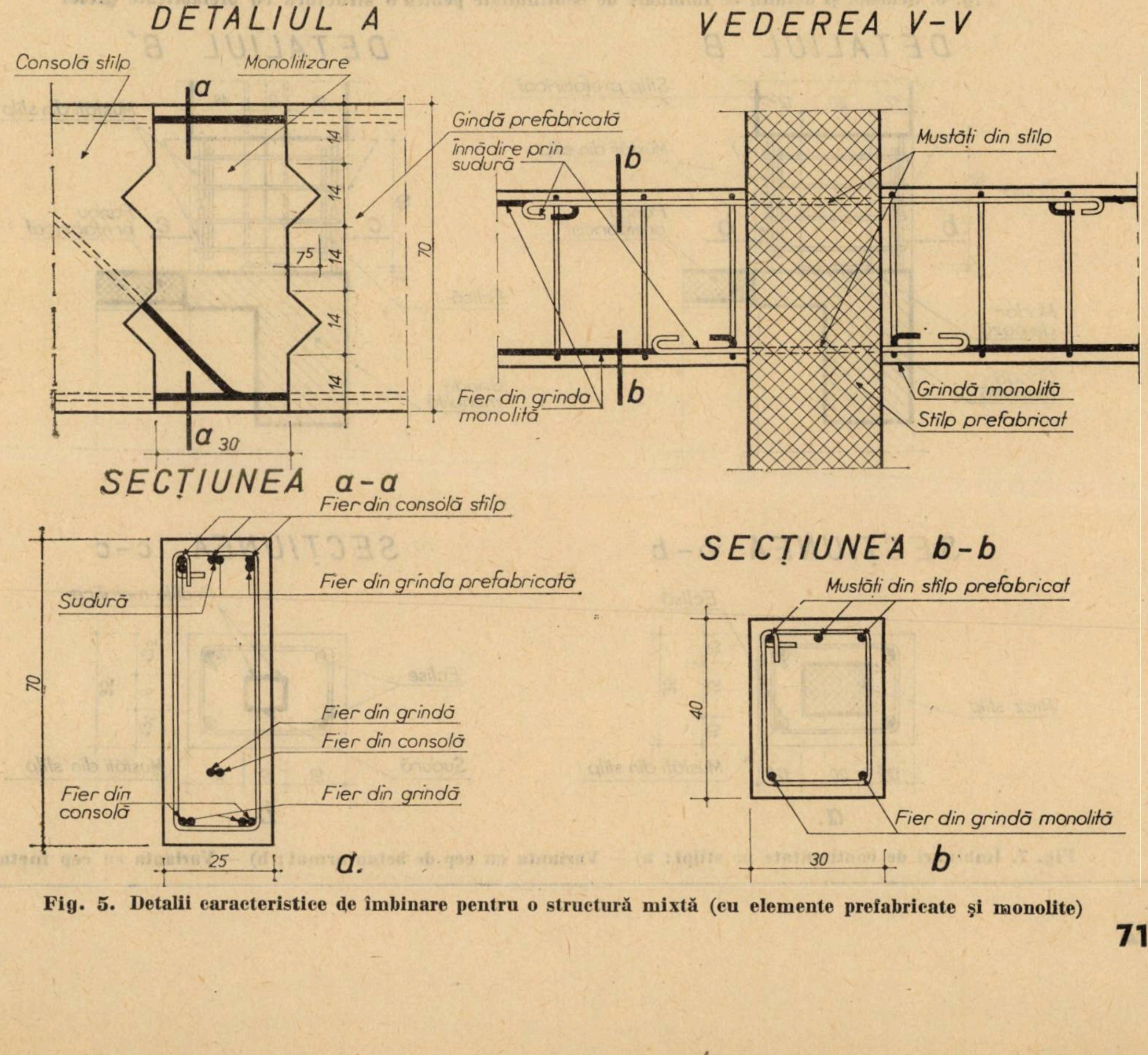

DETALIUL A
Consolă stîlp
Monolitizare
a
Grindă prefabricată
14
14
14
14
14
7⁵
70
a
30
VEDEREA V-V
Mustăți din stîlp
Înnădire prin sudură
b
b
Fier din grinda monolită
Grindă monolită
Stîlp prefabricat
SECȚIUNEA a-a
Fier din consolă stîlp
Fier din grinda prefabricată
Sudură
70
Fier din grindă
Fier din consolă
Fier din consolă
Fier din grindă
25
a.
SECȚIUNEA b-b
Mustăți din stîlp prefabricat
40
Fier din grindă monolită
30
b

Fig. 5. Detalii caracteristice de îmbinare pentru o structură mixtă (cu elemente prefabricate și monolite)

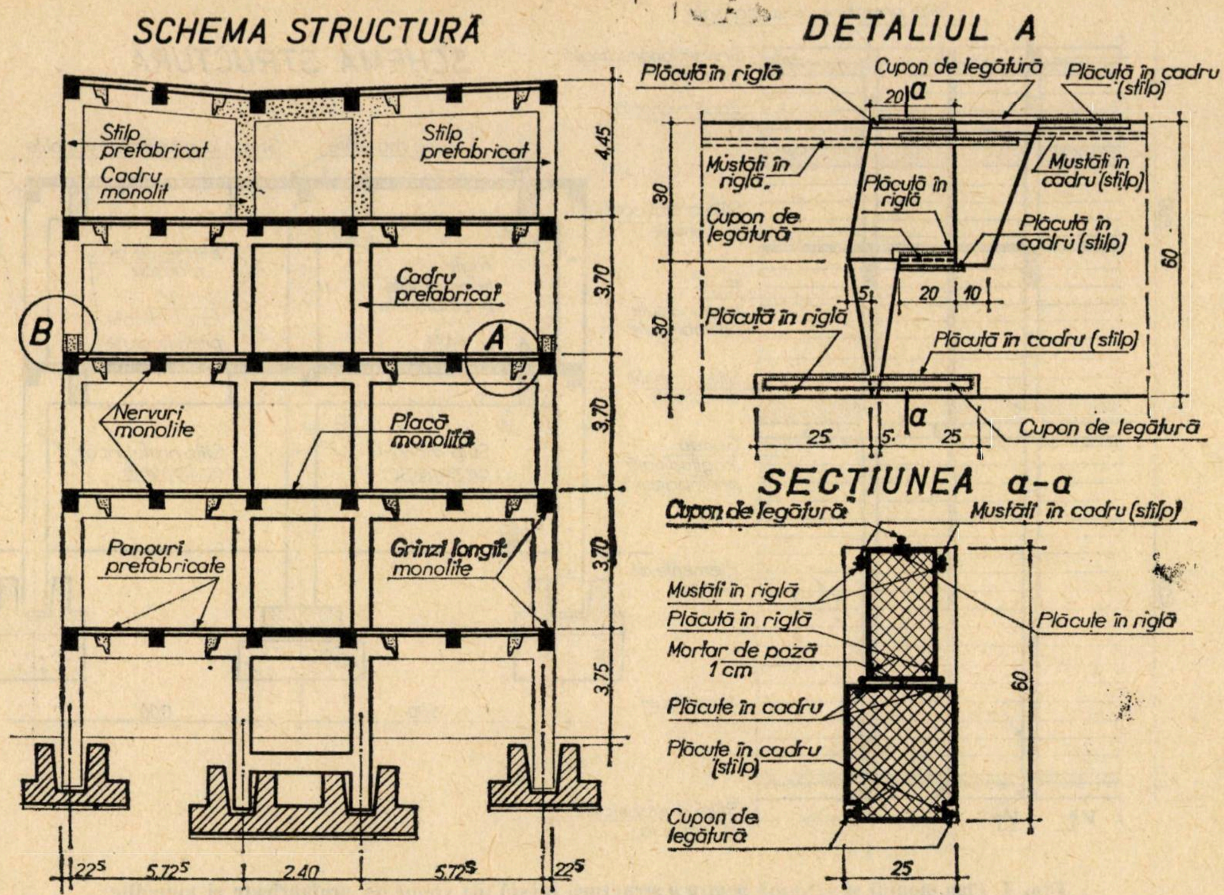

SCHEMA STRUCTURĂ
Stîlp prefabricat
Cadru monolit
Stîlp prefabricat
Cadru prefabricat
B
A
Nervuri monolite
Placă monolită
Panouri prefabricate
Grinzi longit. monolite
4,45
3,70
3,70
3,70
3,75
22⁵
5,72⁵
2,40
5,72⁵
22⁵
DETALIUL A
Plăcuță în riglă
Cupon de legătură
Plăcuță în cadru (stîlp)
20
a
Mustăți în riglă
Plăcuță în riglă
Mustăți în cadru (stîlp)
Cupon de legătură
Plăcuță în cadru (stîlp)
30
30
60
5
20
10
Plăcuță în riglă
Plăcuță în cadru (stîlp)
a
25
5
25
Cupon de legătură
SECȚIUNEA a-a
Cupon de legătură
Mustăți în cadru (stîlp)
Mustăți în riglă
Plăcuță în riglă
Plăcuțe în riglă
Mortar de poză 1 cm
Plăcuțe în cadru
Plăcuțe în cadru (stîlp)
Cupon de legătură
60
25

Fig. 6. Schemă și detaliu de îmbinare de continuitate pentru o structură cu prefabricate grele.

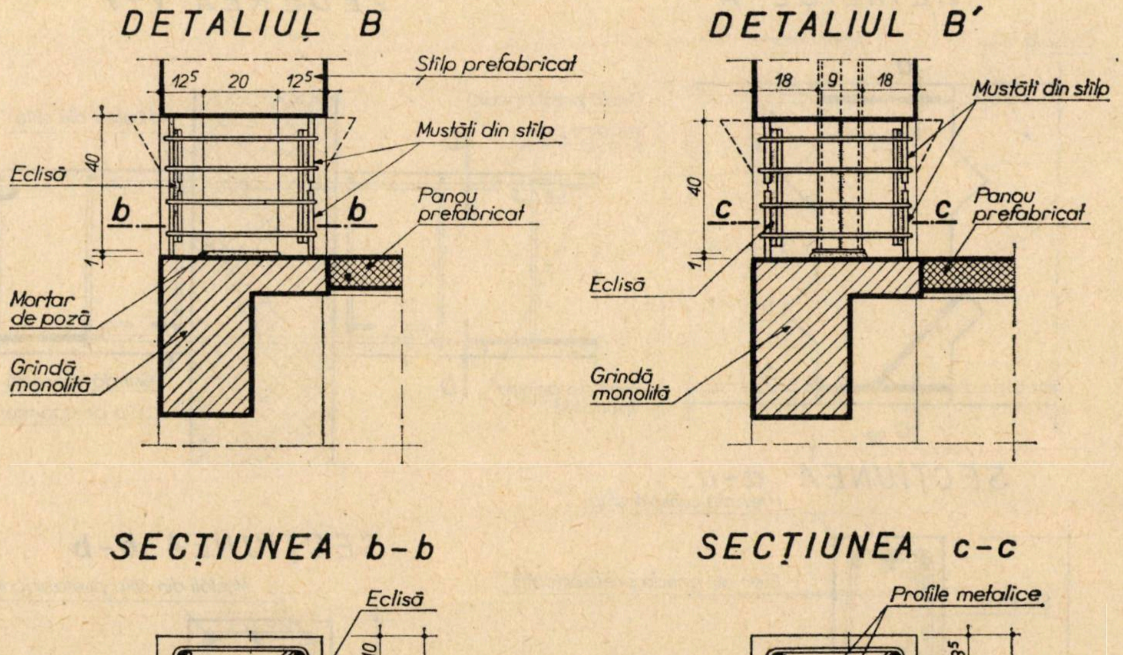
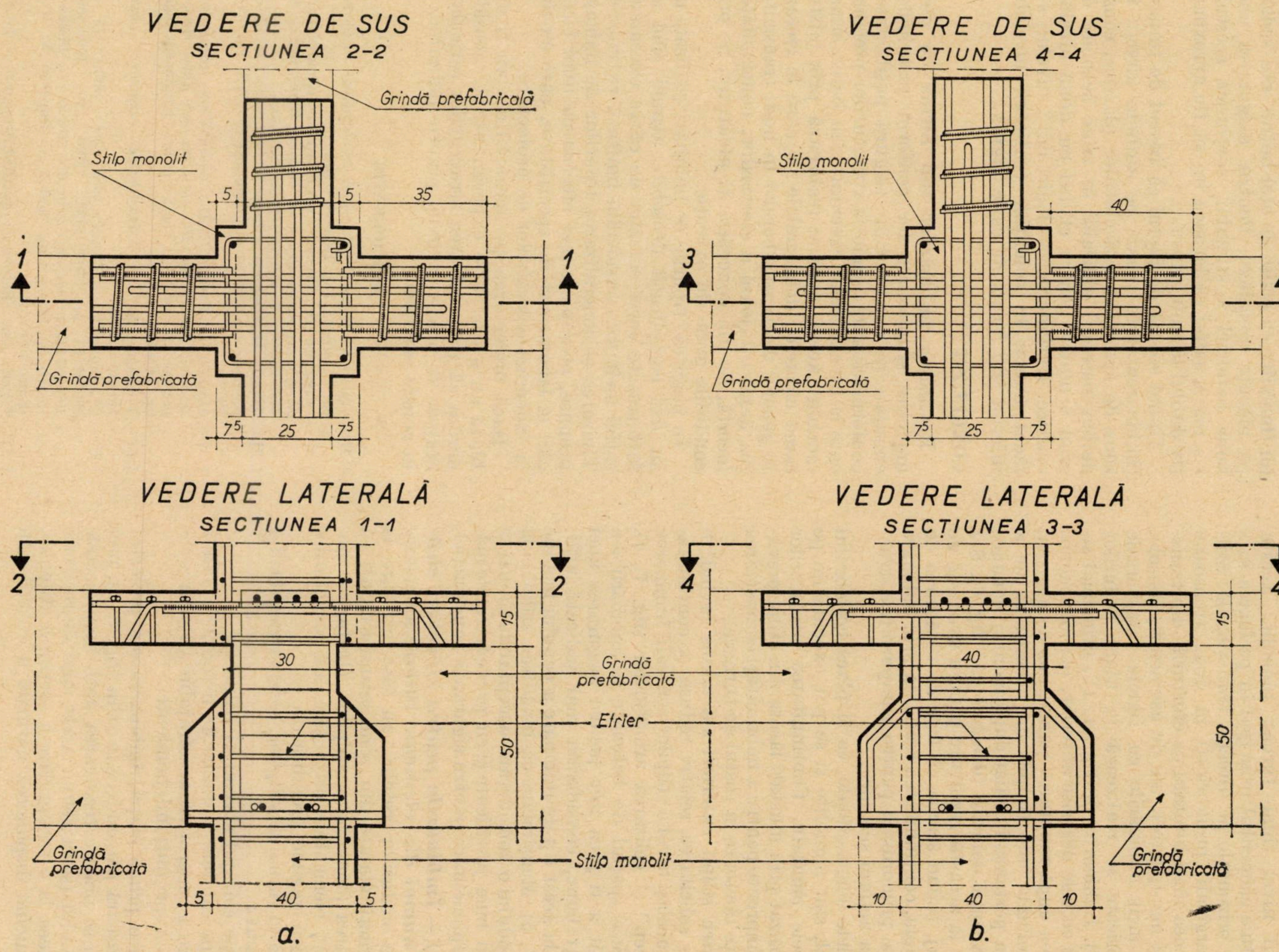

DETALIUL B
Stîlp prefabricat
12⁵
20
12⁵
Mustăți din stîlp
Ecliså
40
b
b
Panou prefabricat
1
Mortar de poză
Grindă monolită
DETALIUL B′
18
9
18
Mustăți din stîlp
40
c
c
Panou prefabricat
1
Ecliså
Grindă monolită
SECȚIUNEA b-b
Ecliså
Miez stîlp
10
15
10
35
12⁵
20
12⁵
Mustăți din stîlp
a.
SECȚIUNEA c-c
Profile metalice
Eclise
13⁵
8
13⁵
35
Sudură
18
9
18
Mustăți din stîlp
b.

Fig. 7. Îmbinări de continuitate pe stîlpi: a) — Varianta cu cep de beton armat; b) — Varianta cu cep metalic



VEDERE DE SUS
SECȚIUNEA 2-2
Grindă prefabricată
Stîlp monolit
5
5
35
1
1
Grindă prefabricată
7⁵
25
7⁵
VEDERE DE SUS
SECȚIUNEA 4-4
Stîlp monolit
40
3
3
Grindă prefabricată
7⁵
25
7⁵
VEDERE LATERALĂ
SECȚIUNEA 1-1
2
2
15
30
50
Grindă prefabricată
5
40
5
a.
VEDERE LATERALĂ
SECȚIUNEA 3-3
4
4
Grindă prefabricată
Etrier
Stîlp monolit
15
40
50
Grindă prefabricată
10
40
10
b.

Fig. 8. Îmbinări de continuitate la fața stîlpului monolit: a) — Cu grinda pătrunsă în nod; b) — Cu grinda în afara nodului.

de tipul „a. 1” şi „a. 2” descrise anterior (fig. 5). La o construcţie cu coridor central (S + P + 3 E) s-a folosit pentru zona centrală un cadru — scară cu console, prefabricat pe 4 niveluri, ultimul nivel fiind turnat monolit. Acesta constituie elementul principal în preluarea sarcinilor orizontale pe direcţia transversală. Stîlpii marginali, prefabricaţi în două tronsoane (lungimea fiind limitată de eforturile din transport şi manipulare), au de asemenea, console, astfel încît îmbinările cu riglele transversale prefabricate se realizează în afara nodurilor (fig. 6). Îmbinarea de tip „a. 1”, principial similară cu cele descrise anterior, permite monolitizarea după montarea panourilor de planşeu, dar volumul mic (impus de necesitatea de a asigura portanţa imediat după montaj) conduce la o execuţie delicată (detaliul „A” fig. 6). S-a recurs la această rezolvare pentru avantaje de montaj, ţinînd seama că faţă de alcătuirea de ansamblu, continuitatea realizată prin îmbinare nu este primordială pentru comportarea structurii la acţiuni seismice.

Riglele longitudinale, ca şi placa coridorului central, sînt monolite şi se pot executa de pe planşeele montate. Continuitatea armăturilor s-a realizat prin mustăţi lăsate din stîlp, prevăzînd amprente pentru a îmbunătăţi comportarea de forţe tăietoare în rostul de turnare.

Pentru stîlpii exteriori s-a admis (avînd în vedere solicitarea relativ redusă şi continuitatea la acelaşi nivel a stîlpilor centrali) îmbinarea „cu cep” şi eclisarea armăturilor (fig. 7. *a*). Deoarece spaţiul de betonare a îmbinării s-a dovedit a fi prea mic pentru asigurarea unei calităţi bune, considerăm mai indicată utilizarea la acest tip de îmbinare a cepului metalic (fig. 7. *b*). Menţionăm că înnădirea stîlpilor la faţa nodului o considerăm acceptabilă numai în situaţii bine justificate şi cu prevederea de măsuri suplimentare pentru siguranţa construcţiei.

6. b) — ***Îmbinările pentru structuri alcătuite numai din elemente liniare,*** amplasate la faţa nodurilor reţelei, au fost utilizate la construcţii etajate din zone seismice numai cu realizarea monolită a stîlpilor (incluzînd nodurile); elementele orizontale ale structurilor sînt în întregime prefabricate.

Pînă la turnarea stîlpilor, rezemarea grinzilor s-a făcut:

— pe cofrajul special al stîlpilor;

— pe capitele metalice de inventar montate la partea superioară a cofrajului stîlpilor;

— cu sprijiniri independente.

Într-o primă etapă, îmbinarea s-a proiectat cu o uşoară pătrundere în stîlp (fig. 8. *a*), preluîndu-se practic rezolvarea dată în proiectele tip ISART (seria 1601). Acest mod de realizare conducea la o strangulare a secţiunii stîlpului, împiedicînd dispunerea normală a etrierilor în nod.

Ulterior s-au scos capetele grinzilor în afara secţiunii stîlpului, aceştia prevăzîndu-se cu îngroşări (pseudo-console) în dreptul nodului, asigurînd şicanarea rostului de turnare (fig. 8. *b*).

În ambele rezolvări, continuitatea armăturilor s-a asigurat prin sudură în afara secţiunii stîlpului (înnădire cu eclise de oţel-beton sau sudare pe plăcuţe metalice). Pentru asigurarea unei bune betonări a stîlpului, secţiunea acestuia s-a mărit astfel ca lăţimea lui să fie aproximativ dublul lăţimii grinzii.

Ţinînd seama de faptul că rostul de turnare (îmbinarea) este plasat pe ambele direcţii în zona de apariţie a articulaţiilor plastice, considerăm sistemul aplicabil în zone seismice de grad 8 numai pentru clădiri cu două niveluri elastice. Extinderea la clădiri cu 3 niveluri s-a făcut numai în condiţiile realizării nivelului inferior sub formă de cutie rigidă.

CONCLUZII

Realizarea îmbinărilor sub formă de zone monolite şi plasarea lor conform principiilor enunţate în capitolul 3, asigură posibilitatea conformării antiseismice a structurilor prefabricate la nivelul celor executate din beton armat monolit. Acest lucru se realizează prin înlăturarea efectelor defavorabile pe care le creează în general dezaxarea barelor în nod, transmiterea dezavantajoasă a eforturilor, continuitatea incertă, fie din concepţia de alcătuire, fie prin condiţiile grele de execuţie.

În practică, tipurile de îmbinări realizate nu au dat complicaţii deosebite atunci cînd au fost tratate corespunzător de către executant, astfel încît nu considerăm limitată extinderea. Tipizarea şi generalizarea tipurilor de îmbinări propuse, presupune însă efectuarea unor încercări în laboratoare de specialitate, care nu sînt la îndemîna colectivelor de proiectare.

Dacă proiectarea pe această linie va fi dublată cu o cercetare experimentală, considederăm că prefabricarea structurilor reticulare etajate se poate extinde, practic nelimitat, şi în zonele seismice.

BIBLIOGRAFIE

[1] — Beleş A., Ifrim M.: *Elemente de seismologie inginerească.* Bucureşti, Ed. Tehnică, 1962

[2] — Cişmigiu Al., Tiţaru Em.: *Efectele cutremurului de la Skoplje asupra construcţiilor.* Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii nr. 5,6/1964.

[3] — Dabija M, Urmă R.: *Îmbinări în structuri etajate din prefabricate.* Sinteză documentară CDCAS, Bucureşti, 1972.

[4] — Holmes S., Posner C. D.: *Factorii care influenţează rezistenţa legăturilor din plăci de oţel, între elemente prefabricate din beton.* The Structural Engineer, Anglia, nr. 10/1970.

[5] — Poleacov S. V.: *Seismostoikie construcţii zdanii.* Moscova, 1969.

[6] — ⁂ *Proiectele I.P. „Prahova” nr.* 3000/4075 *A*; 3000/4425 *M*; 3000/5392; 3000/5430; 3000/5693; 3000/5714. (proiectanţi structură Aldea St., Iliescu E, Iliescu M, Manu Gh., Nestor A, Popescu V, Utza-Băicoianu S.)

[7] — Tiţaru Em.: *Referat de expertiză asupra unor proiecte elaborate de I.P. „Prahova”* — Ploieşti, 1971.

[8] — Utza-Băicoianu S., Nestor A., Manu Gh.: *Structuri prefabricate în zone seismice.* (A IV-a Conferinţă de betoane, Braşov, 1971).

CZ 624.078:624.012.36

DOUĂ TIPURI DE ÎMBINĂRI PENTRU CONTINUIZARE LA STRUCTURI ETAJATE REALIZATE DIN ELEMENTE PREFABRICATE DE BETON ARMAT ŞI PRECOMPRIMAT

Prof. ing. **MIRCEA MIHAILESCU**
ing. **ANTON IONESCU**
ing. **EUGEN PANTEL**
ing. **DRAGOŞ SÎRBU**
Institutul politehnic Cluj

Îmbinările structurilor *prefabricate din beton armat*, la început s-au proiectat pentru a fi capabile să asigure *monolitismul integral*, adică *continuitatea în comportarea mecanică* a ansamblului de elemente, după modelul scheletelor la care betonul este turnat în operă *fără rosturi*, cu armăturile *trecute peste reazeme* şi *puternic* ancorate în cîmpurile vecine, acest tip de structură apreciindu-se între anii 1910 şi 1950 a fi cel mai corespunzător din punct de vedere static.

Tendinţa de progres a făcut să se descopere acestei conformări deficienţe de pe urma faptului că distribuţia solicitărilor, în special la grinzile structurii, apare neomogenă, în timp ce restul secţiunilor sînt destul de slab încărcate (fig. 1).

S-a crezut, relativ de curînd, că această stare poate fi ameliorată, lăsînd secţiunile puternic solicitate la încovoiere, începînd de la anumite valori, să se rotească fără efort, devenind astfel articulaţii plastice, prin intermediul cărora să se petreacă în continuare o *redistribuţie avantajoasă* de solicitări.

În fig. 2 se arată cum prin rotiri sistematice ale secţiunilor din dreptul reazemelor se poate ajunge la diagrame de momente avînd valorile în cîmp egale cu cele de încastrare.

Acest nou model static sugerează, în completare pentru structurile prefabricate, *ideea*

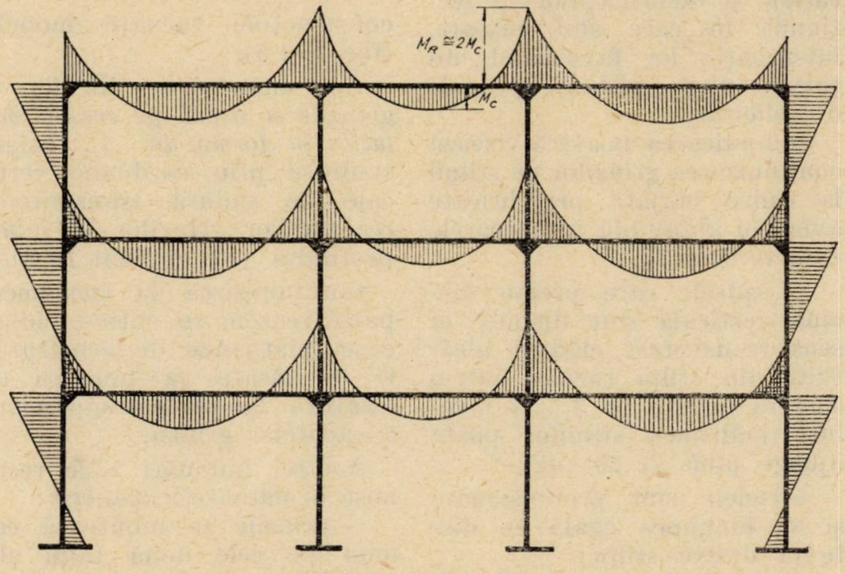


Fig. *1* — Diagrama de momente la cadre realizate monolit

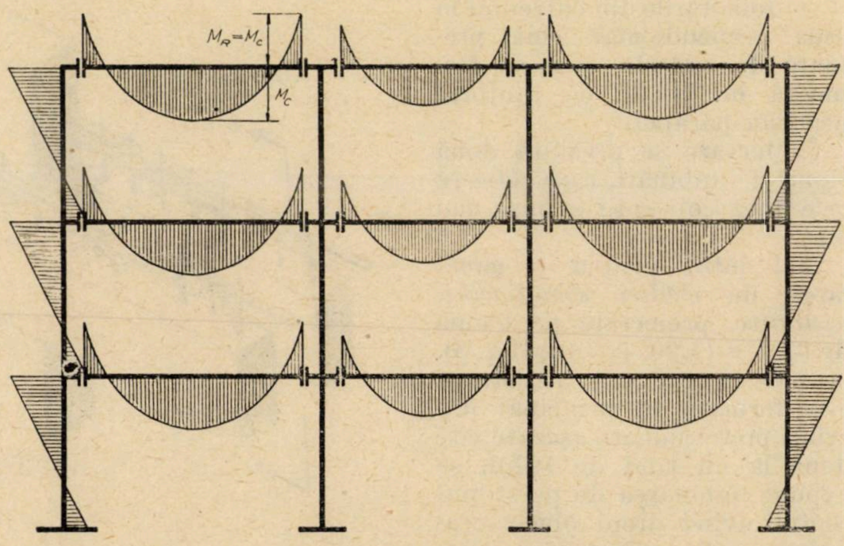


Fig. *2* — Diagrama de momente la cadre avînd secţiunile de reazem cu deformabilitate controlabilă

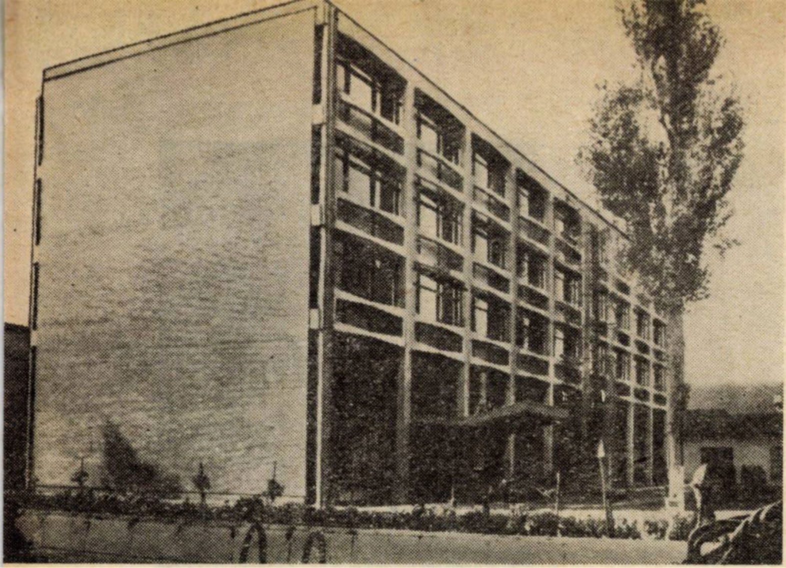


Fig. 3 — Clădirea administrativă a fabricii „Balanța" Sibiu

unor îmbinări perfecționate, concepute să permită controlul eforturilor și deformațiilor în secțiunile în care sînt plasate, intervenția lor favorizînd obținerea unor scheme optimale de solicitări.

Comunicarea noastră vizează continuizarea grinzilor cu stîlpii la cadre etajate prefabricate avînd în ansamblu următoarele caracteristici :

— cadrele care preiau sarcina verticală sînt dispuse în sens transversal clădirii alcătuite din stîlpi turnați într-o singură bucată pe 3 — 4 niveluri (înălțimea stîlpilor poate ajunge pînă la 20 m);

— riglele sînt pretensionate și au lungimea egală cu distanța dintre stîlpi;

— riglele suportă fîșii cu goluri așezate pe intervalul înălțimii lor constructive;

— solicitările din cutremur în sens perpendicular sînt preluate de cadrele care se formează în. fațade cu ajutorul grinzilor-parapet.

În lucrare se prezintă două tipuri de îmbinări, care reflectă cele două concepții expuse mai sus.

Mai întîi, pentru o gamă largă de *clădiri social-administrative*, proiectate pe trama de 6,00 × (7,20 + 5,40) (fig. 3), la care structura de rezistență este formată în principal din grinzi pretensionate așezate cîte două la un rînd de stîlpi, se expune îmbinarea de pe stîlpul central avînd drept obiect realizarea unei continuizări complete după modelul realizat la construcțiile turnate monolit (fig. 4 și 5).

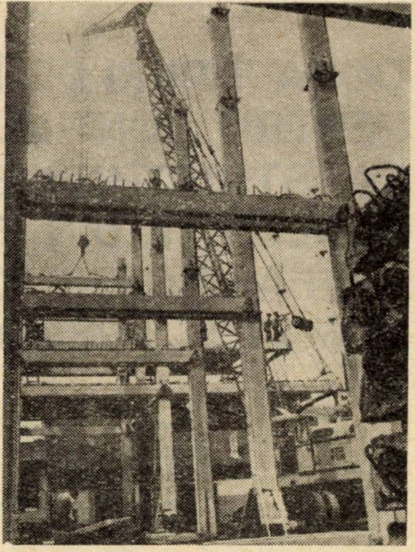


Fig. 4 — Vedere a riglelor îmbinate pe nod

Așa cum reiese din fig. 6, grinzile se așază pe *scaune metalice în formă de* ⊥, asigurîndu-se prin cordoane verticale de sudură transmiterea reacțiunilor grinzilor la inima profilului ⊥ și, implicit, la stîlp.

Continuizarea la încovoiere peste reazem se obține sudînd două platbande de armăturile Ø 30 lăsate ca mustăți de legătură la partea superioară a capetelor grinzii.

Acestei îmbinări i se recunosc următoarele *avantaje* :

— grinzile se montează comod pe cele două tălpi ale profilului;

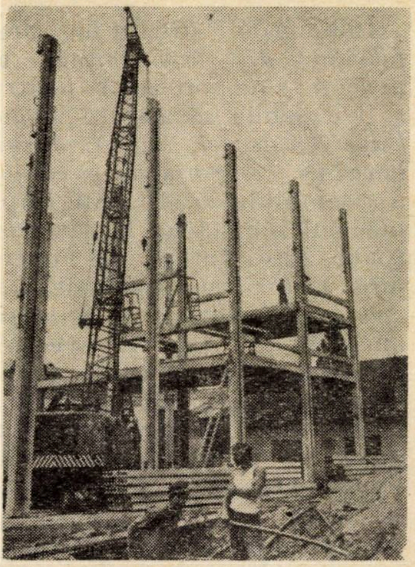


Fig. 5 — Vedere de ansamblu a cadrelor prefabricate

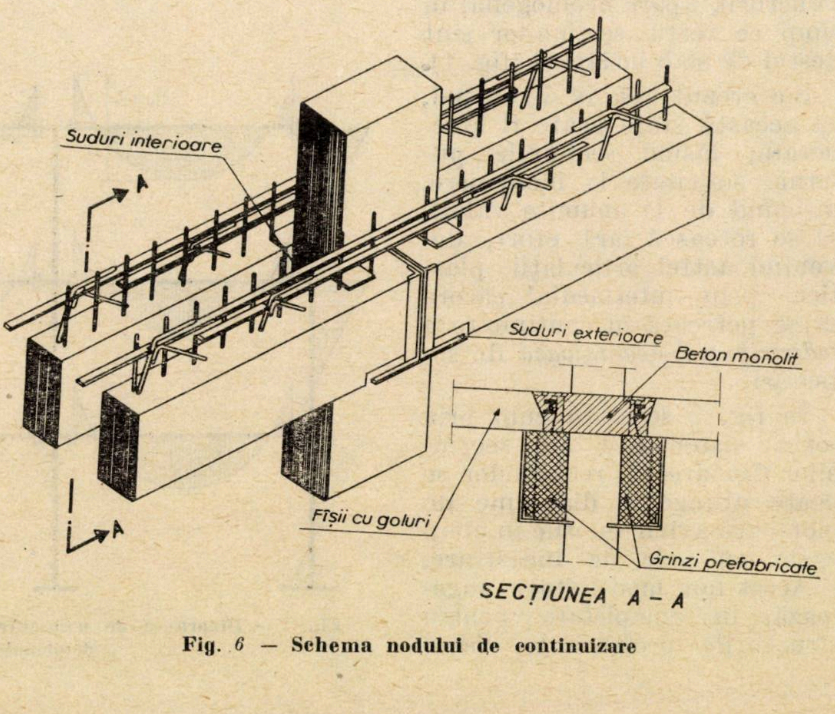


Fig. 6 — Schema nodului de continuizare

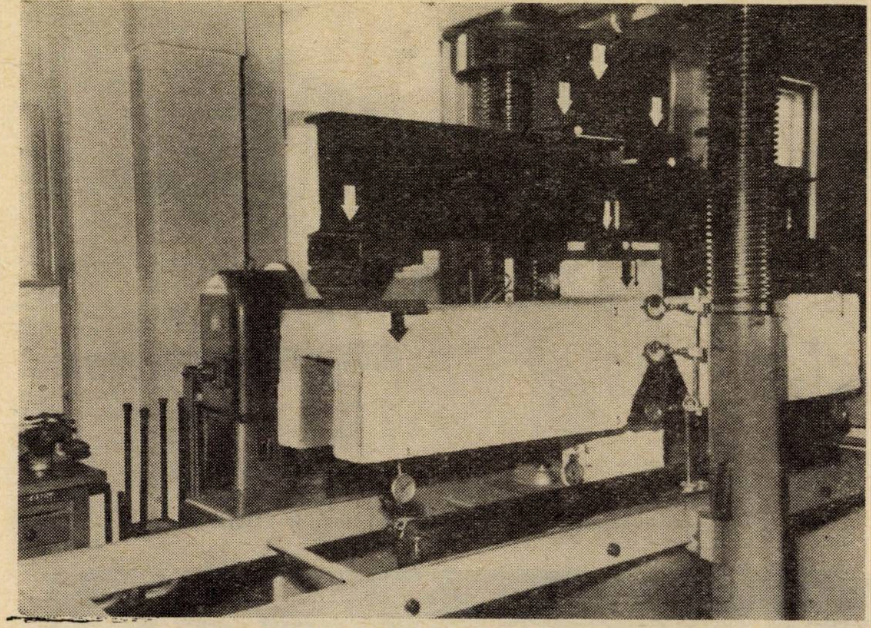


Fig. 7 — Modelul nodului încercat

— transmiterea reacțiunilor verticale la stîlp se face cu mare siguranță prin intermediul cordoanelor de sudură operate pe inima profilului ⊥;

— continuizarea pe reazeme se efectuează în condiții clare: sudura platbandelor așezate la circa 15 cm de fața betonului nu provoacă încălzirea lui; faptul că, după efectuarea sudurilor și înainte de monolitizare, grinzile sînt încărcate cu aproape întreaga sarcină permanentă, face ca betonul turnat în stratul de 20 cm de monolitizare să fie supus în continuare la eforturile reduse de întindere provenind din sarcina utilă;

— consumul de oțel în îmbinare este relativ redus, armătura suplimentară față de un nod monolit echivalent fiind reprezentată de talpa orizontală a profilului ⊥.

Dezavantajele acestui mod de îmbinare se pun pe seama:

— lungimii relativ mari a cordoanelor de sudură, ceea ce implică pe șantier un volum important de manoperă specializată;

— calității, greu de controlat, cu care se execută aceste suduri;

— intrării în lucru a oțelului din platbandele de continuizare, care se face după consumarea unor deformații nedorite provenind din imperfecțiunile de montaj, ceea ce micșorează precizia îmbinării.

O serie de încercări pe modele confecționate din mortar de ciment, executate la scara 1:2 în cadrul Institutului politehnic Cluj, au confirmat avantajele menționate, fără să semnaleze însă vreuna din deficiențele enumerate mai sus (fig. 7 și 8).

S-a arătat cu această ocazie că rezistența la compresiune a stîlpilor conținînd platbande înglobate de tipul ⊥ a fost superioară stîlpilor fără platbandă.

O îmbinare de același gen s-a preconizat pentru cadrele *unor clădiri de oficii poștale.* În acest caz, conform fig. 9, grinzile principale au formă de T, sînt așezate în intervalul dintre stîlpi și susțin fîșii cu goluri. Rezemarea pe stîlpi se face prin intermediul unor scaune metalice în formă de U, iar continuizarea pentru preluarea eforturilor de întindere din momentele negative se realizează prin suduri operate între mustățile lăsate din stîlpi și mustățile de la capetele grinzilor. Îmbinarea are aceleași avantaje și deficiențe ca aceea menționată anterior, la care se mai adaugă dificultățile create de prevederea mustăților metalice scoase din stîlpi.

Al doilea tip de îmbinare s-a proiectat cu ocazia construirii unui atelier-școală plasat în incinta Institutului politehnic Cluj.

Structura principală de rezistență, în acest caz, este formată din grinzi de 12 m deschidere, prevăzute cu armătură preîntinsă, rezemate pe stîlpi con-

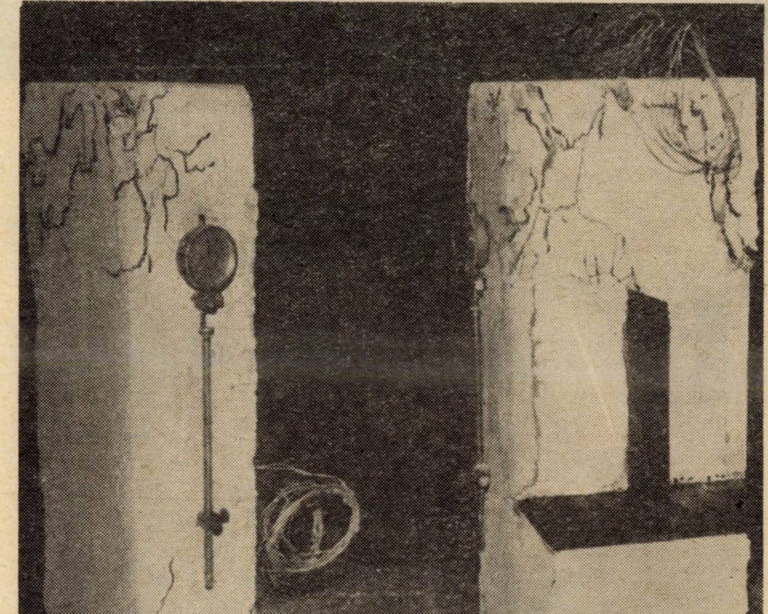


Fig. 8 — Modelul secțiunii de stîlp încercate

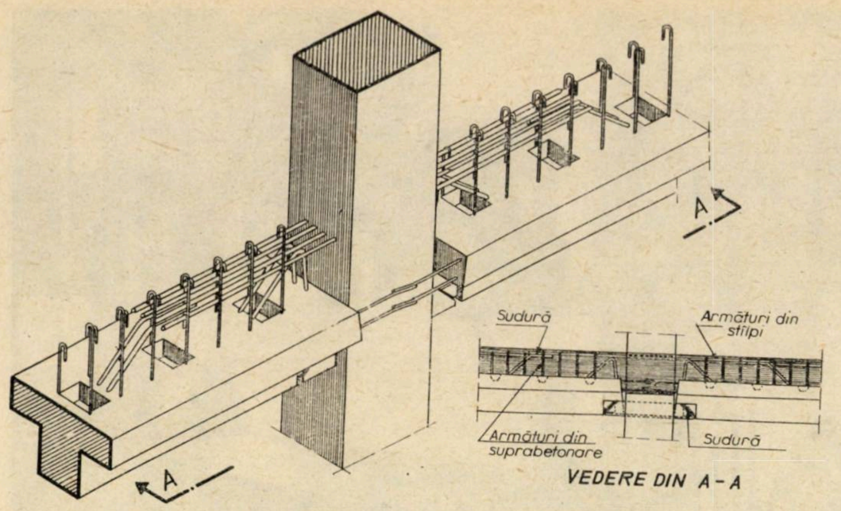

A
A
Sudură
Armături din stîlpi
Armături din suprabetonare
Sudură
VEDERE DIN A - A

Fig. 9 — Schema nodului pentru structuri de clădiri poștale

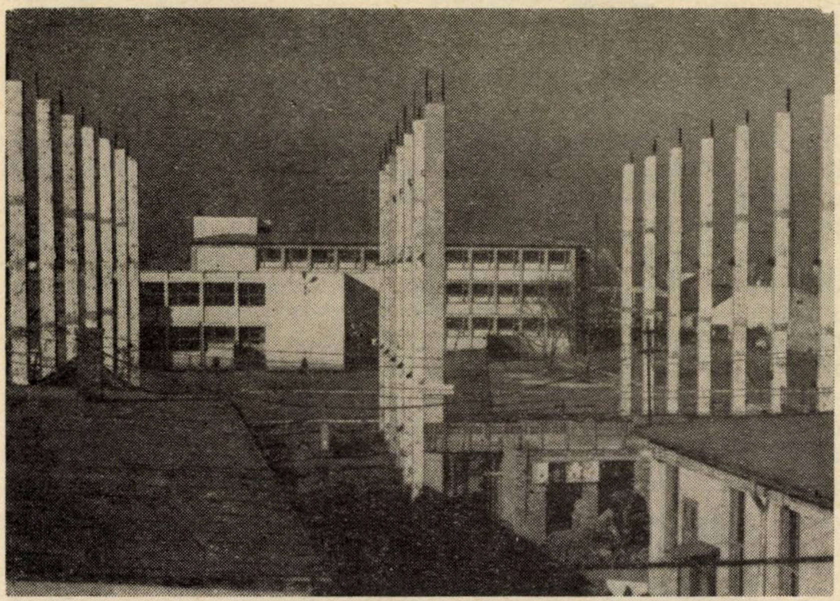


Fig. 10 — Stîlpi montați pentru cadrele prefabricate

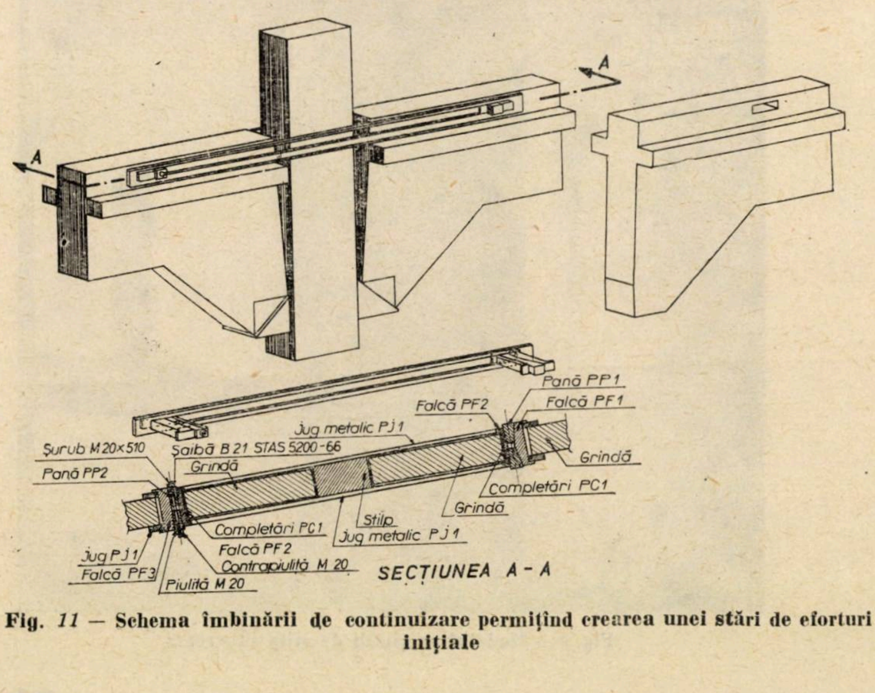

A
A
Pană PP1
Falcă PF2
Falcă PF1
Jug metalic PJ1
Șurub M 20×510
Șaibă B 21 STAS 5200-66
Grindă
Pană PP2
Grindă
Completări PC1
Grindă
Stîlp
Completări PC1
Jug metalic PJ1
Falcă PF2
Jug PJ1
Contrapiuliță M 20
Falcă PF3
Piuliță M 20
SECȚIUNEA A - A

Fig. 11 — Schema îmbinării de continuizare permițînd crearea unei stări de eforturi inițiale

tinui pe mai multe niveluri prin intermediul unor console metalice în formă de U, traveea structurii fiind de 6,00 m (fig. 10).

Continuizarea grinzilor cu stîlpii pe reazemele interioare s-a efectuat astfel (fig. 11):

— Grinzile au fost prevăzute la capete cu îngroșări în formă de pinten, capabile să ofere un bun ancoraj firelor preîntinse și să reducă la jumătate, prin mărirea brațului de pîrghie, armătura necesară pentru continuizarea la momente negative.

— Această armătură de continuitate s-a prevăzut din două platbande de 30 mm grosime, care se prind de cele două extremități de grindă, aferente unui stîlp, prin intermediul unor pene metalice, avînd ca scop să creeze în oțel o *stare de eforturi inițiale*, compensată de compresiunea ce se exercită asupra betonului de monolitizare din rosturile dintre grinzi și stîlpi (fig. 11). Avansarea penelor metalice în interiorul locașelor special amenajate în grinzi se face prin intermediul unor buloane de Ø 20 acționate prin chei manometrice.

Predarea reacțiunilor verticale aduse de grinzi se face tot prin suduri prevăzute a se executa la contactul îngroșărilor cu consolele metalice în formă de U.

Avantajele îmbinării prezentate constau din:

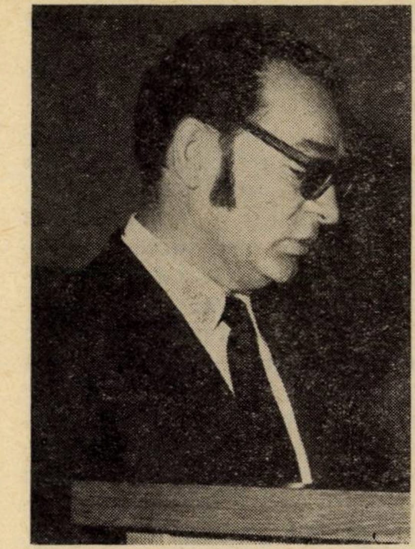
— suprimarea completă a sudurii pe șantier pentru armăturile de continuitate care lucrează la întindere;

— preîntinderea în condiții economice și foarte sigure a armăturii de continuizare, asigurînd gradul de încastrare și deci starea de eforturi voită;

— reducerea la minimum a costului îmbinării pentru calitatea oferită.

Totuși, acestui tip de îmbinare i se reproșează încă un consum relativ ridicat de oțel pentru realizarea penelor de ancoraj.

Verificarea acestui tip de îmbinare pe un model la scară redusă, precum și cercetări asupra comportării la scară reală sînt în curs.



CZ 624.078:624.012.36.002.2

ASPECTE PRIVIND ÎMBINAREA ELEMENTELOR DIN BETON PRECOMPRIMAT LA HALE INDUSTRIALE

Ing. **CONSTANTIN CIOLACU**
C.I.P.B.

Programul de industrializare a economiei naționale a necesitat un volum important de lucrări de investiții, în cadrul cărora halele și construcțiile industriale au reprezentat o pondere însemnată.

Procesul de industrializare a construcțiilor, urmărind creșterea productivității muncii și scurtarea termenelor de execuție, cu transformara șantierelor în unități de montaj, a dus la o largă utilizare a elementelor prefabricate din beton executate în unități industriale de producție, poligoane sau ateliere de șantier. În prezent există în funcțiune o puternică bază materială de producție a elementelor prefabricate din beton, capabilă să satisfacă necesitățile tuturor șantierelor de construcții.

Nomenclatorul de prefabricate din beton este alcătuit în principal din elemente tipizate de mare serie, proiectate de I.P.C. și de alte institute de proiectare ale diverselor ministere și instituții centrale.

În cadrul structurilor de hale și de construcții industriale se produc:

- elemente de ferme pentru construcții cu travee de 6 și 12 m și deschideri de la 12 la 24 m. Structurile executate cu acest tip de elemente, în pofida unor indici tehnico-economici avantajoși și a unei mari libertăți în pozarea diverselor tipuri de aparaturi și instalații, au o utilizare din ce în ce mai restrînsă ca urmare a consumului său de manoperă și respectiv a timpului tehnologic lung reclamat de operația de asamblare prin postcomprimare pe șantier;
- grinzi din beton armat precomprimat armate cu toroane preîntinse pentru hale cu travee de 3; 6 și 12 m și deschideri de 12 — 24 m.

Aceste tipuri de elemente au căpătat în ultimul timp o largă utilizare ca urmare a indicilor tehnico-economici avantajoși și, în mod deosebit, ca urmare a faptului că permit un montaj direct, cu creșterea corespunzătoare a productivității și vitezei de montaj.

Ele asigură, de asemenea, indici de fabricație superiori și în unitățile de prefabricate.

Se execută, de asemenea, grinzi din beton postcomprimat, operația de postcomprimare executîndu-se în fabrică. Ele prezintă unele avantaje în alcătuirea structurilor, însă, imobilizînd mult timp spațiul tehnologic pentru realizarea postcomprimării și a injectării canalelor pentru cabluri, reduc indicele de utilizare a spațiului tehnologic și productivitatea muncii.

Ca elemente de acoperiș sînt utilizate chesoane din beton armat cu deschideri pînă la 6 m și elemente de suprafață din beton precomprimat:

- chesoane de 12 — 18 m deschidere;
- TT_c și T_c de 12 — 18 m deschidere;

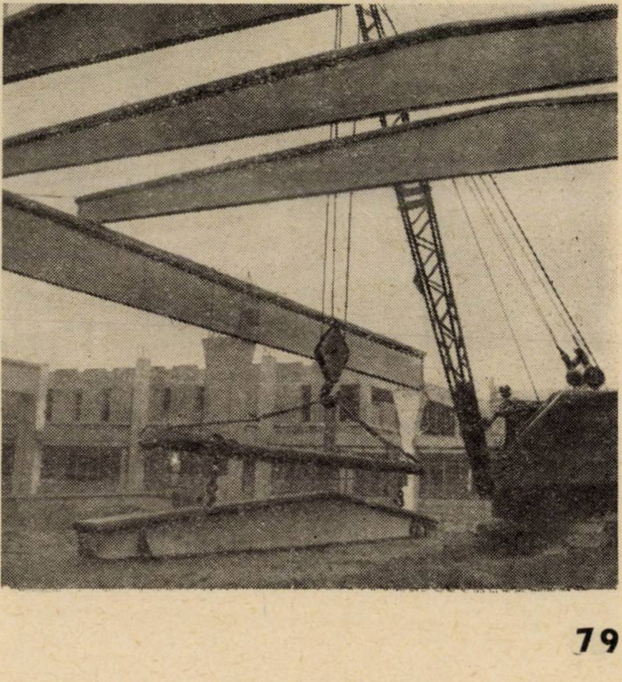


Fig. 1 — Structură de hală cu grinzi din beton precomprimat. — Fază de montaj.

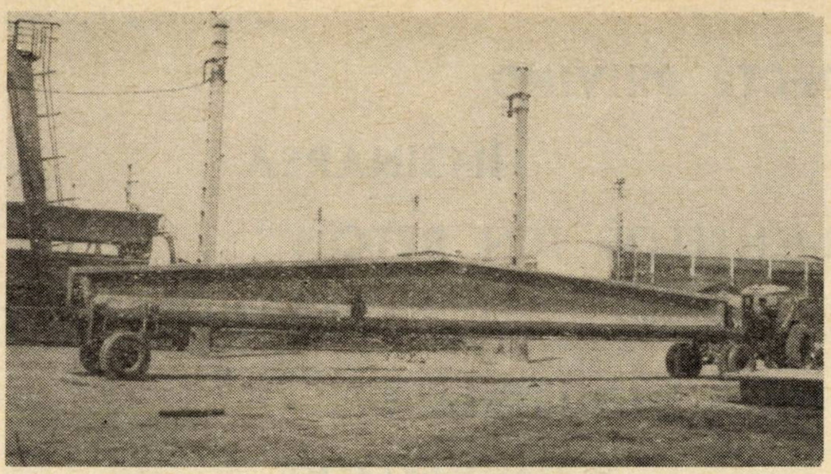


Fig. 2 — Grindă de 24 m deschidere — Transport rutier

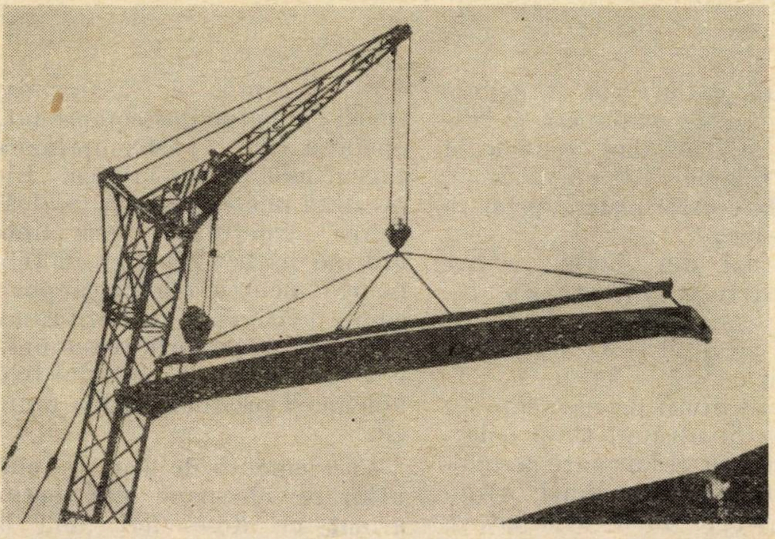


Fig. 3 — Element de suprafață Π_c 2×18 m — Fază de montaj

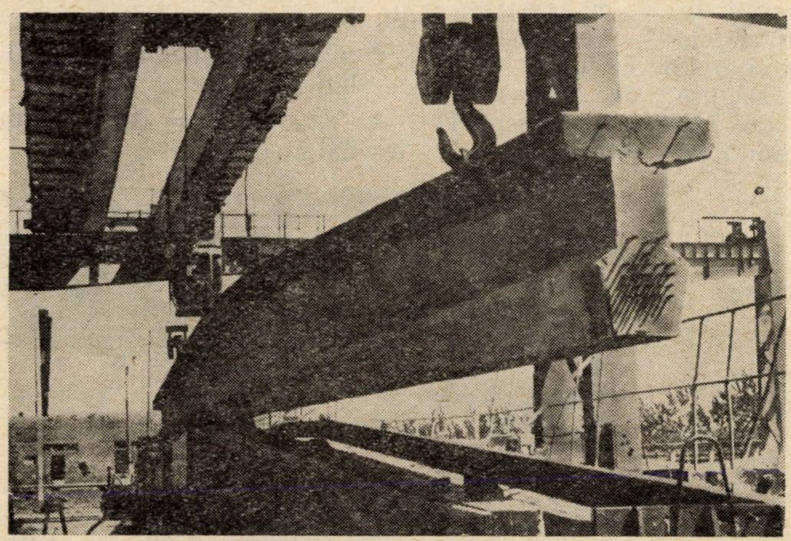


Fig. 4 — Decofrarea grinzii de 24 m

- elementele T și TT cu secțiune constantă pentru deschideri de 12 și 18 m;
- plăci armate din beton celular autoclavizat de 3 și 6 m deschidere, care prezintă avantajul de a realiza și termoizolarea construcțiilor respective.

Pentru hale etajate se fabrică chesoane tip de elemente TT, precum și fîșii cu goluri din beton precomprimat.

Urmărind creșterea eficienței construcțiilor, s-au executat structuri care îndeplinesc și scopuri tehnologice, ca vehicularea, distribuția și absorbția aerului de condiționare sau condiții mai bune de iluminare și de întreținere a instalațiilor respective.

În această categorie amintim halele cu grinzi-canal; halele cu pod tehnic și halele etajate executate cu elemente TT_c care, prin forma lor, realizează canale de vehiculare a aerului de condiționare și spații potrivite pentru plasarea corpurilor de iluminat.

Elementele prefabricate prezentate mai sus se execută cu instalații de formare mecanizate, care asigură, în condiții de calitate și productivitate, piese cu toleranțe dimensionale restrînse, ceea ce ușurează operațiile de montaj pe șantier.

Tema simpozionului privind realizarea îmbinărilor elementelor de construcții este de maximă importanță și pentru sectorul de prefabricate.

În acest context voi prezenta unele aspecte ale procesului tehnologic de fabricație a elementelor prefabricate și implicațiile pe care le au asupra calității și productivității muncii, domenii în care sectorul de prefabricate are sarcini deosebite.

Pînă în prezent s-au utilizat, în principal, două soluții de fabricate din beton:

- îmbinări umede,
- îmbinări uscate.

Îmbinările umede presupun ca elementele prefabricate să fie prevăzute cu mustăți sau bucle din oțel-beton și uneori și cu piese metalice înglobate, care intervin în realizarea monolitizării prin sudură și betonare la fața locului.

Realizarea și pozarea corectă a mustăților și buclelor reprezintă o operație foarte dificilă în cadrul tehnologiei de fabricație a elementelor prefabricate. Ea necesită realizarea unor perforări ale tiparelor prin care să fie introduse mustățile și buclele, perforări care reprezintă adevărate răni tehnologice, pe de o parte ca urmare a creării unor dificultăţi mari la decofrare — mustăţile şi buclele împănîndu-se în lăcaşele respective ca urmare a pătrunderii şi întăririi laptelui de ciment — iar, pe de altă parte, prin deranjarea în zonele respective a structurii tiparului metalic.

Pentru a se diminua aceste efecte negative ale prezenţei mustăţilor şi buclelor s-au luat o serie de măsuri, cum ar fi etanşarea perforărilor şi a fantelor cu garnituri din cauciuc sau plastic sau cu dopuri speciale din material plastic.

Aceste măsuri au îmbunătăţit întrucîtva aceste puncte slabe, însă nu sîntem încă satisfăcuţi, garniturile şi dopurile deplasîndu-se uneori în timpul compactării betonului prin vibrare.

Prezenţa mustăţilor şi a buclelor cauzează unele dificultăţi şi la operaţiile de manipulare, depozitare şi transport, necesitînd tratări corespunzătoare ale rastelelor şi mijloacelor de transport.

Soluţia de îmbinare uscată presupune, în general, prezenţa în zonele de îmbinare a unor piese metalice înglobate şi ancorate în elementul de beton.

Această soluţie este mai avantajoasă, deoarece montarea şi pozarea pieselor metalice în tipar sînt mai uşoare, acestea fiind, fie sudate de carcasa de armare a elementului de beton, fie fixate prin buloane de elementele tiparului.

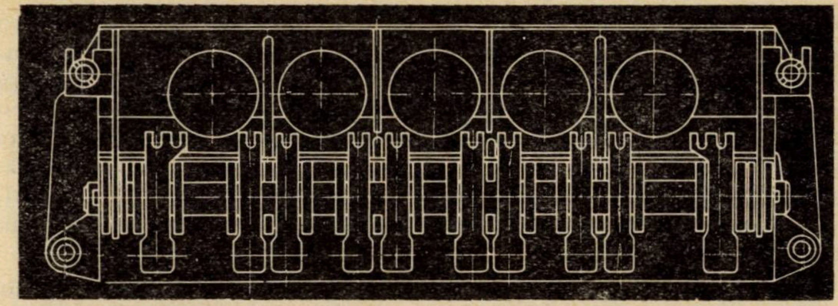


Fig. 5 — Vedere frontală a tiparului de fîşii din beton precomprimat

Sînt eliminate, de asemenea, şi dificultăţile amintite mai sus la manipulare, depozitare şi transport, elementele metalice de îmbinare fiind plasate la faţa elementului prefabricat. Este adevărat că îmbinarea prin sudură prezintă dezavantajul de a deteriora local betonul în zona sudurii, dar trebuie căutate soluţii de îmbunătăţire, valorificîndu-se avantajele metodei.

Soluţia de îmbinare prin bulonare este, de asemenea, avantajoasă, în sensul că elementele prefabricate, fiind prevăzute cu piuliţe încastrate prin praznuri în masa de beton a elementului prefabricat, permit să se îmbuloneze apoi piesa de îmbinare. Montarea şi pozarea acestor piuliţe sînt relativ uşoare, asigurînd şi toleranţe minime la pozare, fixarea făcîndu-se la faţa tiparului prin buloane.

Din considerente tehnologice şi de productivitate, sîntem partizanii ultimelor două soluţii prezentate, însă, fiind egal interesaţi în obţinerea unor construcţii care să răspundă cît mai bine condiţiilor de siguranţă deplină în regimul seismic ce caracterizează teritoriul ţării noastre, vom colabora în continuare cu organele de specialitate la realizarea unor îmbinări cît mai bune, subordonînd interesele tehnologiei de fabricaţie, securităţii construcţiilor, uşurării operaţiilor de montaj la şantier şi creşterii vitezei de execuţie a construcţiilor.

ZC 624.078:624.012.36

ÎMBINAREA ELEMENTELOR LINIARE PREFABRICATE PRIN PRECOMPRIMARE

Conf. dr. ing. **ANATOLIE MIHUL** Institutul politehnic Iaşi

1. Consideraţii generale

Din analiza procesului de dezvoltare a construcţiilor prefabricate din beton armat (în ţara noastră şi în străinătate) se constată că în ultima vreme s-au obţinut progrese importante, atît în ceea ce priveşte concepţia elementelor componente ale structurilor, cît şi tehnologia de execuţie a lor. Cea mai mare parte a elementelor prefabricate, utilizate mai cu seamă pentru realizarea construcţiilor industriale, sînt executate din betoane de mărci superioare, fiind precomprimate cu armătură eficientă (în general, preîntinsă),de înaltă rezistenţă.

Faţă de progresul constant în dezvoltarea elementelor componente ale structurilor prefabricate se remarcă o rămînere în urmă a rezolvării îmbinării lor. Astfel, îmbinările elementelor precomprimate se realizează din beton armat fără tensiuni iniţiale sau din elemente metalice ; mai mult decît aceasta, ele se execută după soluţii întîlnite, în general, în prima etapă de aplicare a prefabricatelor ; cea mai mare parte din îmbinările utilizate nu rezolvă decît parţial continuitatea elementelor prefabricate. Se reţine, de asemenea, faptul că tehnologia de execuţie a îmbinărilor a rămas cu mult în urmă faţă de nivelul tehnologiilor aplicate pentru producţia prefabricatelor, cît şi în raport cu gradul de mecanizare aplicat, în general, în procesul de montare a elementelor.

Rămînerea în urmă a rezolvării problemelor legate de îmbinarea elementelor prefabricate din beton armat şi beton precomprimat exercită o înrîurire nefavorabilă chiar asupra dezvoltării formelor structurale adoptate pentru sistemele constructive. Astfel, după cum este cunoscut, în componenţa structurilor din bare, continuitatea elementelor în noduri se reduce în cele mai multe cazuri la legături articulate, care pot prelua eforturi axiale şi forţe tăietoare; or, este cunoscut faptul că reducerea numărului de legături în sistemele constructive determină o scădere calitativă a structurilor de rezistenţă prin dificultatea utilizării unor forme mai avantajoase, prin reducerea nivelului general de siguranţă, prin obţinerea unor ansambluri cu o comportare mai puţin raţională la acţiunile seismice şi, în general, prin dificultatea utilizării în condiţii superioare a betonului şi armăturii.

La sistemele monolite, continuitatea elementelor componente în noduri este realizată prin însuşi caracterul de lucru al betonului turnat continuu. Adeseori s-a încercat (şi, uneori în parte, s-a şi realizat) executarea unor îmbinări ale elementelor prefabricate între care legătura să fie realizată în ideea obţinerii continuităţii totale. Mai mult decît aceasta, prin încercările efectuate în staţiile pilot sau în laboratoarele de specialitate asupra unor astfel de îmbinări de continuitate realizate prin utilizarea betonării ulterioare a lor s-a putut dovedi că, în ceea ce priveşte capacitatea lor de rezistenţă, ea rezultă similară cu aceea obţinută la încercarea structurilor monolite. Unii cercetători, sprijinindu-se pe rezultatele obţinute la încercarea unor îmbinări de vîrstă relativ redusă, au scos în evidenţă faptul că comportarea lor (evidenţiată prin curba efort-deformaţii şi prin apariţia şi dezvoltarea fisurilor) este similară cu aceea a structurilor realizate monolit.

Din încercările efectuate de noi, din observaţiile făcute asupra comportării îmbinărilor de continuitate din beton armat şi din studiile întreprinse de un important număr de cercetători s-a putut constata însă că, în timp, în toate împrejurările, comportarea îmbinărilor cu continuitate totală s-a dovedit nesigură în ceea ce priveşte apariţia prematură a unor deformaţii plastice importante, a unor fisuri premature (ale căror deschideri cresc foarte repede), a unor deformaţii locale, în general dificil de prevăzut, care au determinat o redistribuţie a eforturilor şi a deplasărilor diferită de cea programată. Aceste defecte sînt puternic accentuate sub efectul sarcinilor dinamice. În acest caz, însăşi capacitatea de rezistenţă rezultă adeseori simţitor redusă.

Din acest motiv, la care s-au adugat dificultăţile tehnologice, în cele mai multe cazuri, proiectanţii au renunţat la utilizarea unor sisteme de îmbinare cu continuitate totală, neglijînd aportul lor în preluarea momentelor încovoietoare; mai mult decît aceasta, pentru obţinerea unor scheme mai clare de calcul şi care, totodată, să reflecte mai bine realitatea în proiectare, la concepţia structurilor se adoptă legături a căror capacitate de a prelua şi transmite momente încovoietoare să fie practic redusă la zero. Una din cauzele care au determinat dezvoltarea, în proporţie foarte mare, a halelor industriale cu un singur nivel în raport cu halele cu mai multe niveluri o constituie dificultatea realizării continuităţii totale a îmbinărilor.

În concluzie, rezultă că dificultăţile principale care apar în rezolvarea continuităţii elementelor prefabricate în dreptul zonelor de îmbinare sînt determinate de apariţia unor fisuri şi deformaţii plastice necontrolate (ale căror mărimi nu pot fi suficient de bine stăpînite), ce apar prematur în zona de legătură.

Eliminarea acestor dificultăţi poate fi obţinută prin introducerea în zona de îmbinare a unor stări iniţiale de tensiuni care să asigure eliminarea deformaţiilor plastice necontrolate sau, în general, a unor deformaţii neîmpiedicate şi să permită ca sistemul să lucreze în zona de legătură, pentru eforturile de calcul, în stadiul practic elastic.

O dată cu aceasta sînt, cu certitudine, eliminate fisurile premature necontrolate, se asigură punerea în concordanţă a modului de lucru al zonei de îmbinări cu restul elementelor, care, după cum s-a arătat, reprezintă sisteme, în general, precomprimate.

Problema introducerii unor astfel de tipuri de îmbinări este foarte dificilă datorită lipsei unor concepţii de alcătuire a legăturilor de acest gen, practic, a inexistenţei unor cercetări sistematice (care să permită cunoaşterea fenomenelor ce apar în aceste situaţii), a lipsei unor observaţii stabilite asupra comportării lor şi, în general, a lipsei unor procedee tehnologice şi a lipsei de experienţă în execuţia îmbinărilor. Astfel de îmbinări constituie, după părerea noastră, un domeniu nou, de mare importanţă pentru dezvoltarea industrializării construcţiilor, care urmează să fie cercetat, iar rezultatele obţinute să poată fi aplicate în viitorul apropiat.

2. Consideraţii asupra segmentării structurilor precomprimate

Cu toate că precomprimarea poate asigura realizarea unei comportări practic elastice a zonei de îmbinare printr-o dirijare raţională a tensiunilor, este indicat ca poziţia îmbinărilor de continuitate ale elementelor prefabricate să fie aleasă în zonele mai puţin solicitate. În acest mod pot fi folosite în condiții superioare caracteristicile plastice ale structurii în ansamblul ei, fiind asigurată formarea articulațiilor plastice și redistribuirea eforturilor pînă la utilizarea rezervelor de siguranță pe care le prezintă sistemul constructiv, în totalitatea lor. Rezolvarea unor sisteme constructive elaborate în baza acestei concepții impune :

- alcătuirea unor noduri precomprimate cu armătură preîntinsă sau postîntinsă și
- realizarea precomprimării unor îmbinări situate în zone cu solicitări reduse.

În unele cazuri, însă, realizarea îmbinării în nod poate prezenta avantaje importante în ceea ce privește montarea prefabricatelor și însăși dispunerea armăturilor pretensionate de rezistență în nod. În această situație, apare rațional ca îmbinarea prefabricatelor să fie realizată chiar în nod. Rezolvarea acestei probleme impune găsirea unor soluții pentru precomprimarea îmbinărilor situate în zone foarte puternic solicitate.

Nici una din cele trei probleme enunțate, rezultate ca urmare a segmentării, după principii diferite, a sistemului, nu este ușor de rezolvat.

Astfel, precomprimarea nodurilor realizate monolit în componența elementelor prefabricate, ca armătură pretensionată și, în special, preîntinsă, este legată de posibilitatea de tensionare a sîrmelor, toroanelor sau cablurilor după trasee curbe (cu mare curbură), frînte sau încrucișate.

Asamblarea prin precomprimare a elementelor prefabricate, în afara nodurilor de continuitate, pune probleme legate de evazarea acestora, de stabilitate la montarea lor și de realizarea tensionării armăturilor sau buloanelor pe șantier.

Asamblarea în zona de nod a elementelor prefabricate pune, de asemenea, problema tensionării armăturilor de rezistență cu lungime redusă, a blocării lor, care este mult îngreuiată și datorită secțiunii armăturii (care este mult sporită pentru preluarea eforturilor ce revin zonei respective). În vederea asigurării preluării în bune condiții a momentelor încovoietoare negative, armăturile în elementele prefabricate trebuie ridicate în zone de capăt.

Autorul a studiat unele din aceste probleme și a propus soluții, dintre care parte sînt rezolvate principial, iar altele sînt în curs de experimentare.

3. Soluții pentru precomprimarea cu armătură preîntinsă a nodurilor cadrelor, a grinzilor cotite, a sistemelor în cruce sau a structurilor spațiale prismatice

Sistemele propuse se bazează pe principiul pretensionării armăturilor dispuse după trasee poligonale, cît și după inele nesegmentate.

Astfel, pentru realizarea unor cadre de tipul celor prezentate în fig. 1 poate fi aplicată

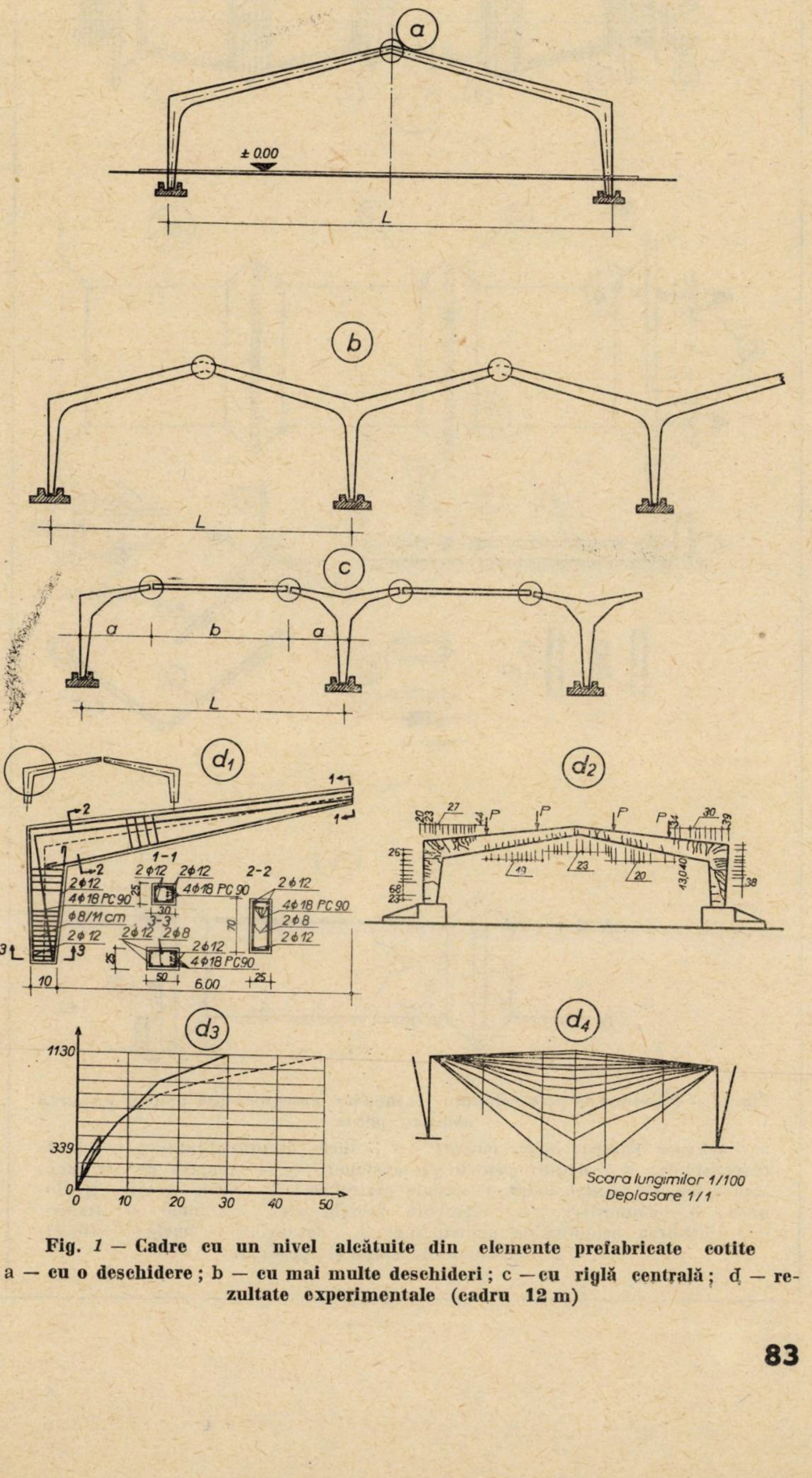


Fig. 1 — Cadre cu un nivel alcătuite din elemente prefabricate cotite
a — cu o deschidere ; b — cu mai multe deschideri ; c — cu riglă centrală ; d — rezultate experimentale (cadru 12 m)

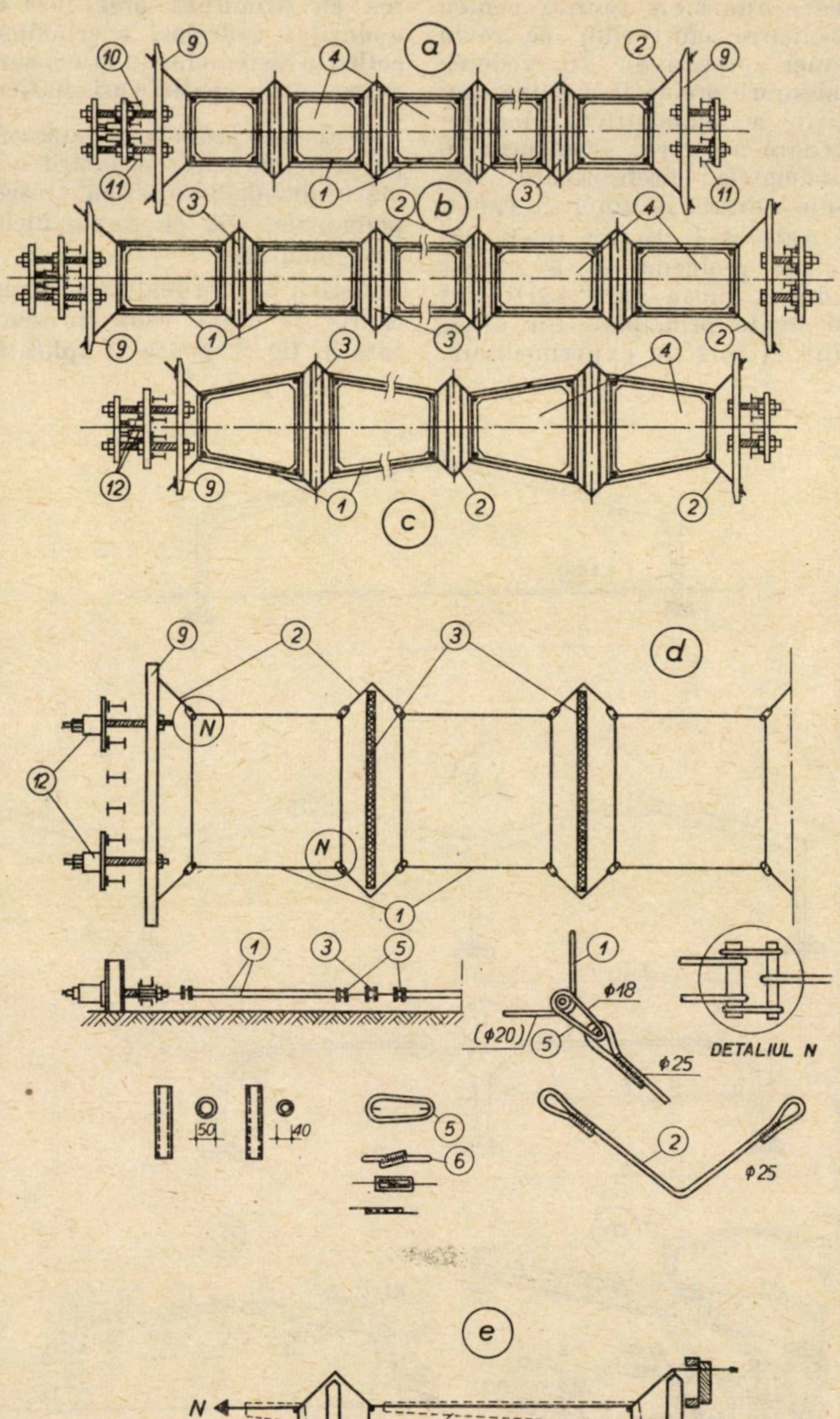


Fig. 2 — **Procedeu de pretensionare a inelelor nesegmentate pentru armarea cadrelor peron**

a — schema pentru inele pătrate ; b — inele dreptunghiulare ; c — inele trapezoidale ; d — detalii pentru pretensionare ; e — exemplu de fragmentare a inelelor pentru cadre. 1 — inele preîntinse ; 2 — bride pentru tensionare ; 3 — distanţieri ; 4 — elemente prefabricate ; 5 — inele de fixare ; 6 — înnădirea armăturilor pentru inel ; 7 — dornuri ; 8 — bucle ; 9, 10, 11, 12 — elemente de stand şi tensionare

una din soluţiile de tensionare prezentate în fig. 2 şi 3 [1], [2], [3]. Experimentările făcute asupra unor cadre * prezentate în fig. 1 *d* au scos în evidenţă posibilitatea certă de realizare a precomprimării unor noduri pentru elemente de tip peron sau furcă, cu ajutorul cărora să fie executate structuri pe cadre sau panouri întregi de hale cu un singur nivel, cu o deschidere sau mai multe deschideri la care îmbinarea să se reducă la realizarea unei legături articulate sau continue în coamă.

Pentru cazul unor cadre portal (fig. 4 *b*) cu armătură preîntinsă, executate dintr-o singură bucată, pentru construcţii cu un singur nivel sau pentru realizarea unor structuri etajate, prezentate în figura 4 *c*, se poate aplica procedeul de tensionare a inelelor nesegmentate de formă dreptunghiulară [1], la care sînt introduşi suplimentar, pentru deflectarea armăturilor, tiranţi mobili de inventar acţionaţi prin intermediul manşoanelor, după cum rezultă din figura 4 *a*.

Pentru cazul cadrelor etajate multiple (fig. 5), nodul de cruce central, cît şi nodurile laterale, se realizează folosind procedeul arătat în figura 5 *b*, combinat cu procedeele prezentate în figurile 2 şi 3.

4. Soluţii pentru realizarea armării îmbinărilor precomprimate

Pentru îmbinările de acest gen, la sistemele precomprimate cu armătură preîntinsă apare necesar a se rezolva două probleme esenţiale :

— prima, legată de înnădirea armăturilor sub formă de mustăţi ce urmează a fi pretensionate, respectiv de blocarea armăturilor suplimentare sau a buloanelor de înaltă tensiune din nod ;

— a doua, legată de deflectarea armăturilor în zonele de capăt ale elementelor, pentru a putea folosi mustăţile de continuitate din însăşi armătura pretensionată, sau de executarea golurilor ce trebuie prevăzute pentru introducerea armăturilor pretensionate de continuitate.

---

* *Încercările au fost efectuate sub conducerea ing. C. Leonte, şef de lucrări.*

Prima problemă poate fi rezolvată prin aplicarea diverselor soluții [4] prezentate în figurile 6, 7, 8, 9 și 10.

Pentru înnădirea stîlpilor se poate aplica avantajos soluția prezentată în figura 11. Spațiul dintre elementele prefabricate, în dreptul înnădirii, se completează prin betonare, matare sau cu ajutorul unor plăci elastice armate cu fibre

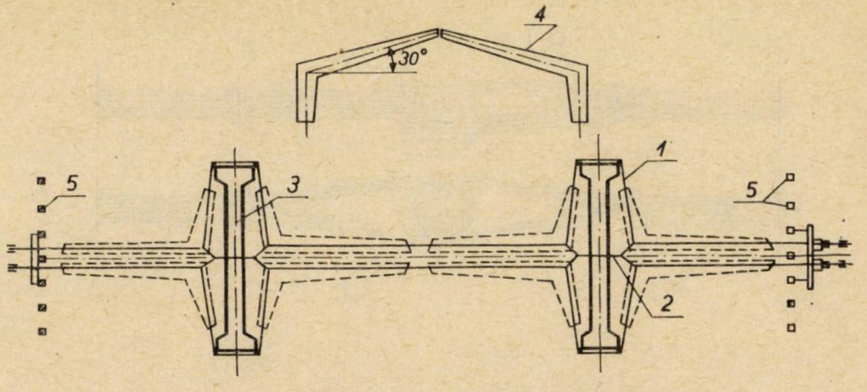


Fig. 3 — Procedeu de pretensionare a armăturilor deflectate pentru armarea cadrelor peron
1 — armătura pretensionată; 2 — bridă de legătură întinsă, mobilă; 3 — distanțier mobil; 4 — element prefabricat; 5 — reazeme de stand

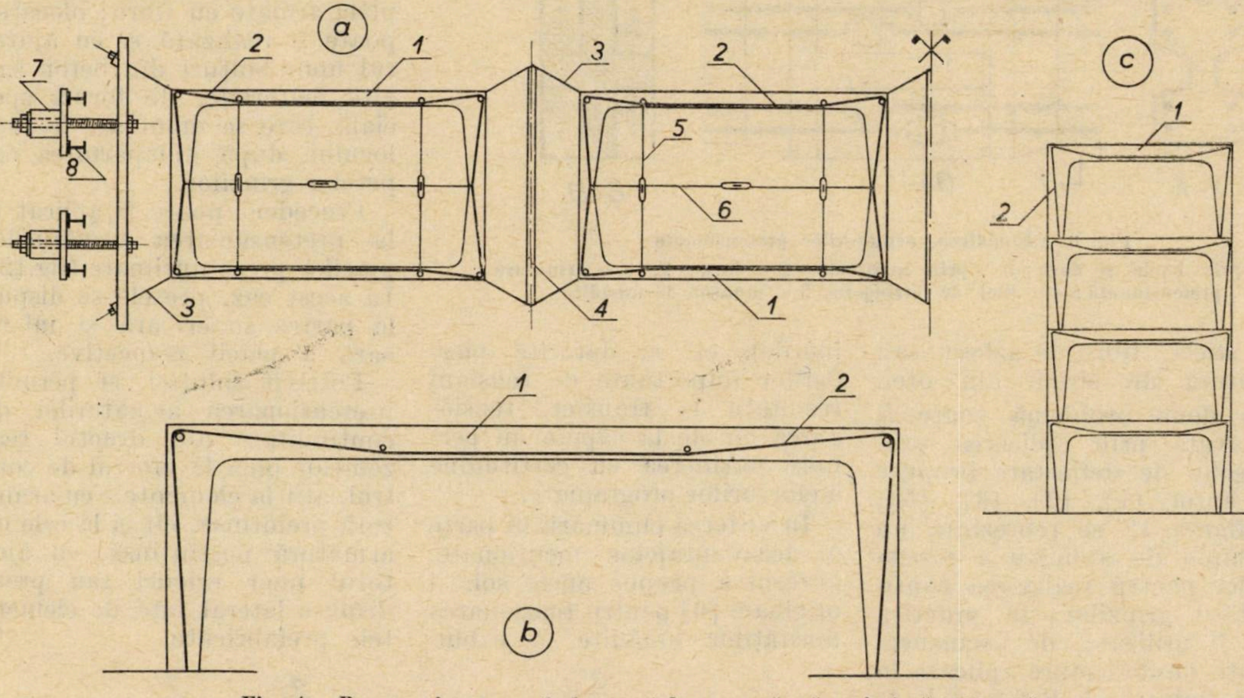


Fig. 4 — Precomprimarea cadrelor portal cu armătură preîntinsă deflectată
a — procedeu de pretensionare a armăturilor; b — cadru portal pentru construcții cu un nivel; c — cadre etajate alcătuite din cadre portal; 1 — cadru portal; 2 — armătură preîntinsă; 3 — bride mobile de inventar; 4 — distanțieri; 5, 6, — tiranți mobili pentru deflectare; 7 — sistem de acționare; 8 — reazeme fixe stand

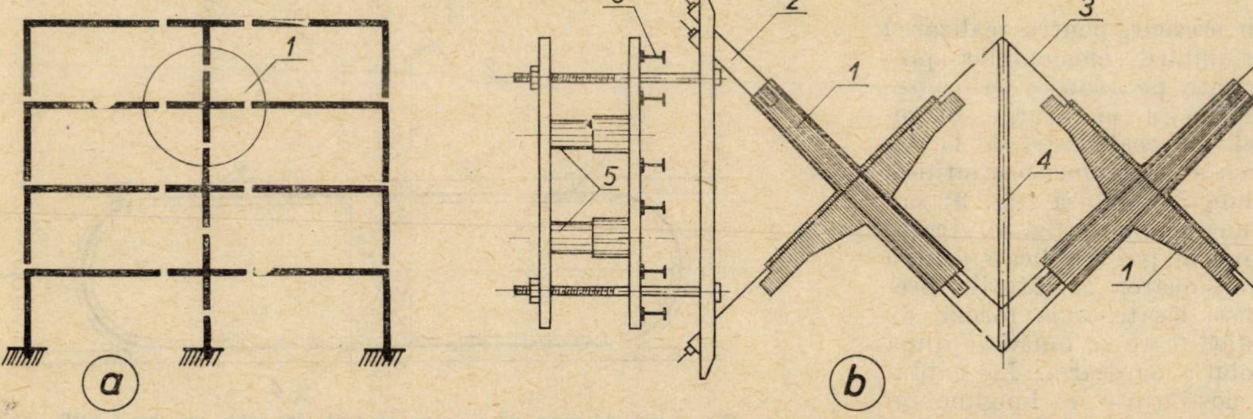


Fig. 5 — Precomprimarea elementelor cruce cu armătură preîntinsă
a — alcătuirea cadrelor; b — procedeu de pretensionare; 1 — element precomprimat; 2 — armătură preîntinsă din stîlpi; 3 — armătură preîntinsă din rigle; 4 — distanțieri mobili; 5 — sistem de acționare; 6 — reazem fix — stand

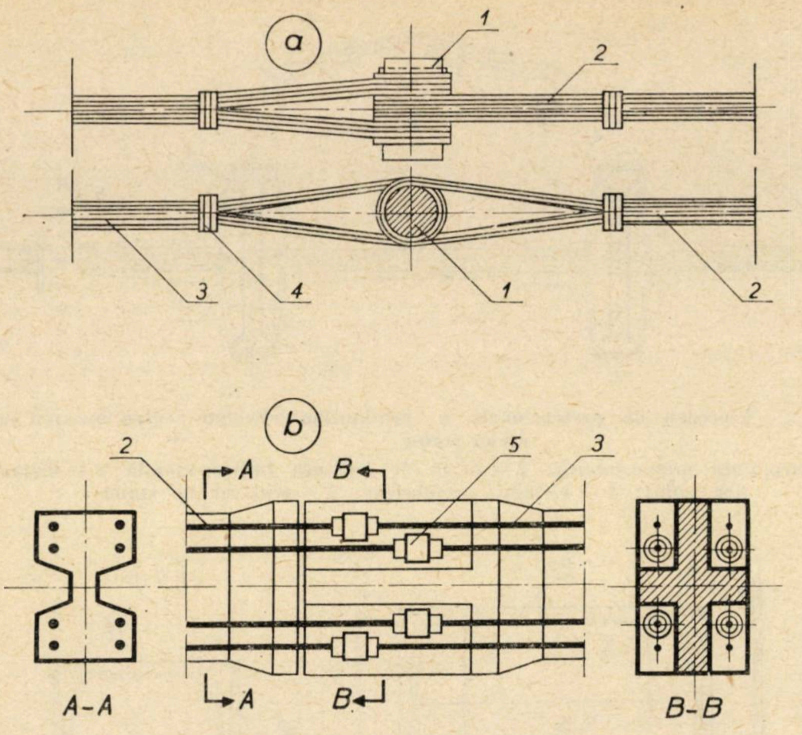


Fig. 6 — Înnădirea armăturilor pretensionate
a — prin bucle și dorn; b — prin manșoane; 1 — dorn; 2, 3 — armătură pretensionată; 4 — inel de strîngere; 5 — manșon de înnădire

de sticlă, fibre de azbest sau țesătură de sîrmă din oțel.

A doua problemă poate fi rezolvată prin aplicarea procedeelor de deflectare propuse de autor [1], [2], [3], [5]; în figura 12 se reprezintă un exemplu de aplicare a procedeelor pentru realizarea continuității grinzilor; în practică pot fi utilizate, de asemenea, soluții de deflectare aplicate în R. S. Bulgaria, U.R.S.S., S.U.A. etc.

5. Soluții pentru tensionarea armăturilor din zona de îmbinare

În prezent, pentru realizarea continuității elementelor prefabricate pe reazem prin precomprimare se recurge, în general, la tensionarea de la capete a unor cabluri postîntinse, de lungime redusă (fig. 9) sau de lungime mare (fig. 8). Aceste metode nu pot fi aplicate pentru pretensionarea armăturilor preîntinse lăsate sub formă de mustăți (care se înnădesc după o soluție oarecare). La cablurile postîntinse de lungime redusă, din cauza frecărilor ce apar datorită formei traseului curb (după care se dispun cablurile), cît și datorită pierderilor importante de tensiuni rezultate la transfer, tensionarea lor de la capete nu permite obținerea cu certitudine a eforturilor programate.

În vederea eliminării în parte a dezavantajelor menționate, autorul a propus unele soluții originale [6] pentru tensionarea mustăților înnădite, a cablurilor sau a barelor de lungime redusă, prin îndepărtarea elementelor prefabricate cu ajutorul a două sau mai multor perechi de cricuri sau prese dispuse lateral în exteriorul elementelor prefabricate, sprijinite pe umerii laterali ai acestora sau pe capetele unor bare metalice de inventar introduse în golurile prevăzute în acest scop; după îndepărtarea prefabricatelor, respectiv tensionarea armăturilor din reazem, elementele sînt blocate în această poziție cu ajutorul betonului sau mortarului turnat în rost sau cu ajutorul unor plăci armate cu fibre; blocarea poate fi realizată și cu ajutorul unor bolțuri din beton sau alte materiale, de formă specială, care se montează la fața locului, după îndepărtarea capetelor grinzilor.

Procedeul poate fi aplicat și la pretensionarea armăturilor plăcilor precomprimate (fig.12). În acest caz, presele se dispun la partea superioară și inferioară a plăcii respective.

Potrivit soluției, se permite pretensionarea armăturilor de continuitate din dreptul reazemelor pînă la efortul de control, atît la elementele cu armătură preîntinsă, cît și la cele cu armătură postîntinsă, cu ajutorul unor cricuri sau prese dispuse lateral față de elementele prefabricate.

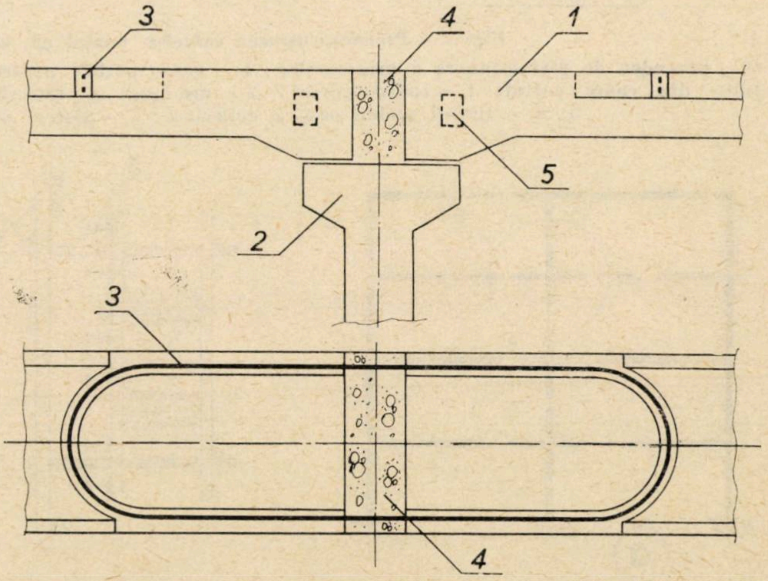


Fig. 7 — Îmbinarea pe reazem central, în ochi, cu sîrmă SBP, cablu sau toron
1 — grinzi; 2 — stîlp; 3 — armătura pretensionată; 4 — betonul de matare; 5 — reazem pentru acționarea cu prese

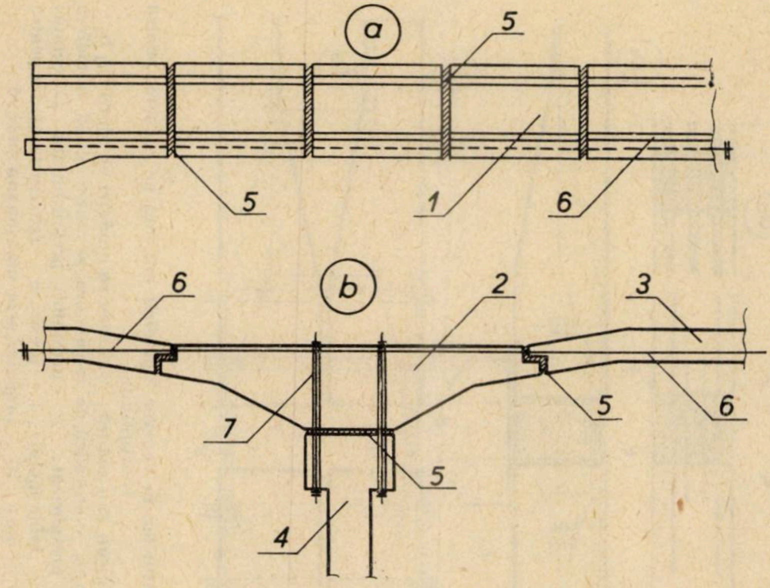


Fig. *8* — **Îmbinare de continuitate cu cabluri lungi**

a — asamblare bolțari în cîmp; b — asamblare bolțari pe reazem cu grinzi și stîlp; 1 — bolțari obișnuiți; 2 — bolțari de reazem; 3 — grindă; *4* — stîlp; *5* — matarea rostului; 6 — cablu lung cu traseu drept; 7 — buloane de înaltă rezistență

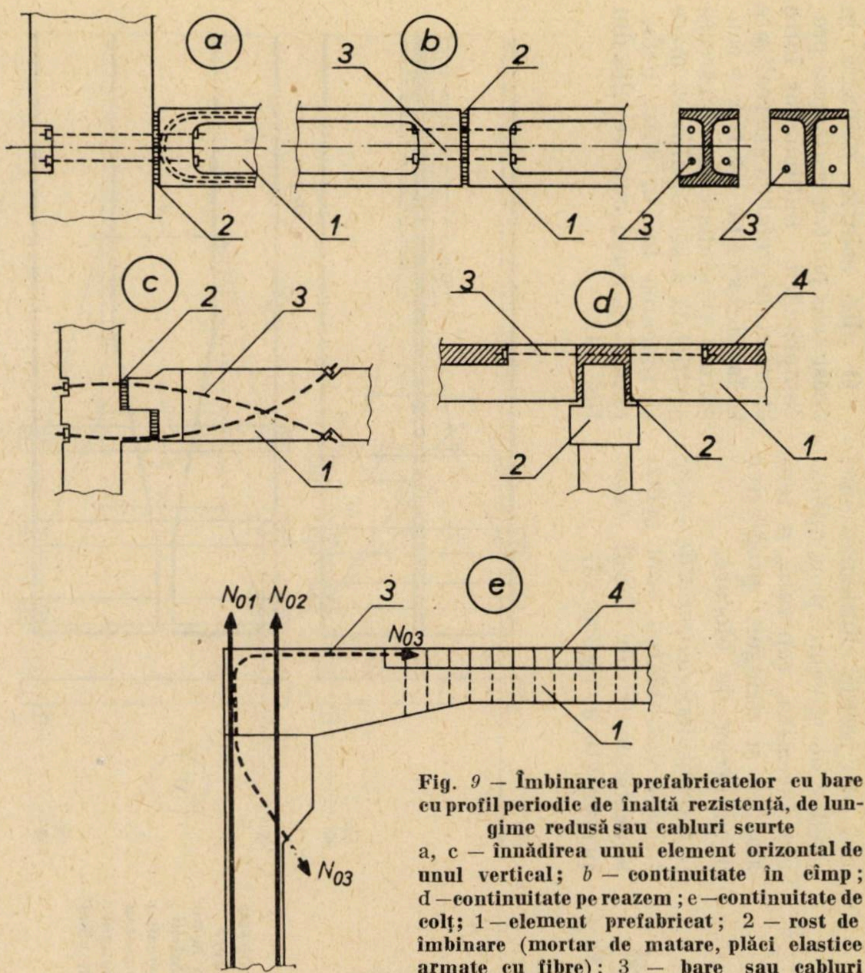


Fig. *9* — **Îmbinarea prefabricatelor cu bare cu profil periodic de înaltă rezistență, de lungime redusă sau cabluri scurte**

a, c — înnădirea unui element orizontal de unul vertical; *b* — continuitate în cîmp; d — continuitate pe reazem; e — continuitate de colț; 1 — element prefabricat; 2 — rost de îmbinare (mortar de matare, plăci elastice armate cu fibre); 3 — bare sau cabluri scurte pretensionate; 4 — betonări ulterioare

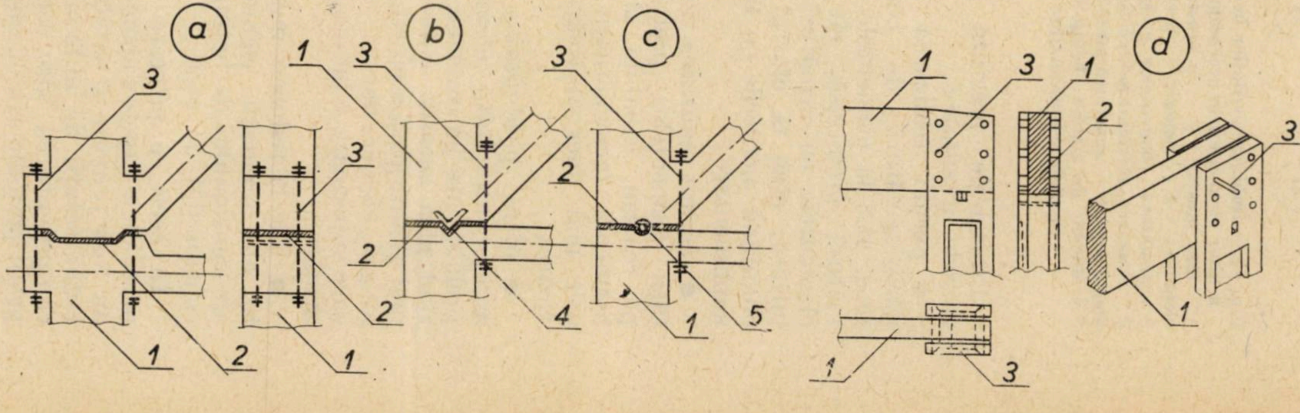


Fig. *10* — **Înnădirea elementelor prefabricate cu buloane de înaltă rezistență**

a — cu prag din beton; b — cu prag din cornier; c — cu prag din țeavă; d — în furcă; 1 — element prefabricat; 2 — rost (mortar de matare, placă elastică armată cu fibre); 3 — bulon de înaltă rezistență; 4 — cornier; 5 — țeavă

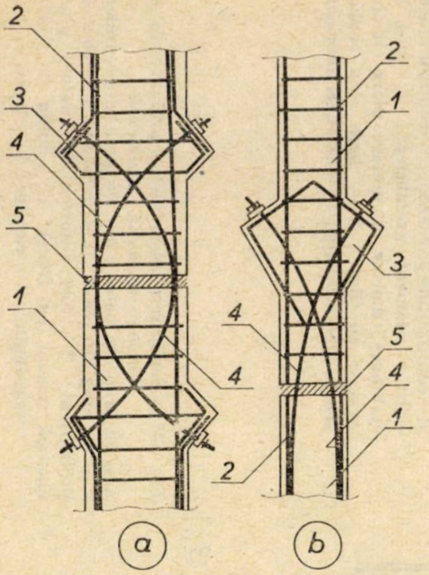


Fig. 11 — **Îmbinarea stîlpilor în cîmp sau a altor elemente prin precomprimare**
a — fără mustăţi; b — cu mustăţi la un element; 1 — element prefabricat; 2 — armătura elementelor prefabricate; 3 — evazarea secţiunii pentru dispunerea blocajelor; 4 — armătură pretensionată; 5 — mortar de matare, beton sau plăci flexibile armate cu fibre

Procedeele prezintă următoarele avantaje:

- permit realizarea tensionării armăturii de continuitate, atît la elementele cu armătură preîntinsă, cît şi la elementele cu armătură postîntinsă, pînă la efortul dorit, eliminînd pierderile cu tensiuni suplimentare;
- permit realizarea continuităţii elementelor prefabricate pe reazem, capabile să preia momente încovoietoare de la cele mai mici încărcări exterioare;
- oferă posibilitatea realizării continuităţii elementelor prefabricate pe reazeme, asigurînd prin aceasta o distribuţie mai avantajoasă a eforturilor în lungul elementelor şi o utilizare superioară a betonului şi a armăturii;
- duc la reduceri importante ale greutăţii elementelor, ale consumului de beton şi ale consumului de oţel.

În ceea ce priveşte tensionarea de la capete a armăturilor, au fost propuse şi studiate de autor soluţii de îmbinări precomprimate cu bare scurte cu profil periodic sau cu suprafaţa lisă, care permit eliminarea pierderilor de tensiuni prin aplicarea succesivă, repetată, a tensionării şi strîngerii progresive a piuliţelor de blocare.

Se consideră deosebit de avantajoasă asamblarea unor grinzi suprabetonate de tipul celor prezentate în figura 13.

O altă soluţie utilizată în acest sens pentru realizarea precomprimării îmbinărilor între elementele prefabricate realizate în fabrică sau pe şantier o constituie procedeul de încărcare artificială a sistemului cu prese şi blocarea lui în stare deformată [7], după cum rezultă din fig. 14.

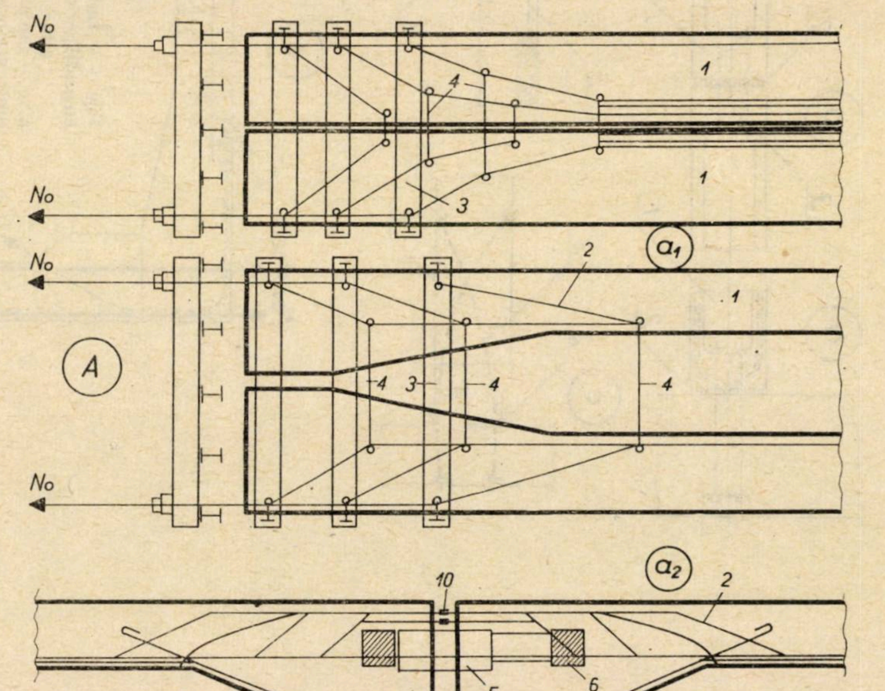


Fig. 12 — **Deflectarea armăturilor în vederea înnădirii acestora pe reazem, pentru continuitate**
A — pentru înnădiri cu manşon sau sudură; B — pentru înnădiri cu dorn; a_1 b_3 — procedeu de deflectare; $a_2b_1b_2$ — procedeu de tensionare pe reazem după înnădirea armăturilor; 1 — element prefabricat; 2 — armătură pretensionată deflectată; 3 — distanţieri mobili; 4 — bride mobile; 5 — presă; 6 — reazem la grinzi pentru prese; 7 — stîlp; 8, 9 — dorn; 10 — înnădire prin manşon sau sudură

Fig. *13* — **Asamblarea grinzilor cu ajutorul barelor groase filetate**

A — alcătuirea grinzii continue din elemente prefabricate ; B — detalii de pretensionare ; a — grinzi prefabricate ; b — betonul de monolitizare pe reazem ; c — betonul turnat după realizarea precomprimării ; 1, 2 — armătura pretinsă ; 3 — armătura transversală ; 4 — gol ; 5 — bară pretensionată ; 6 — prese

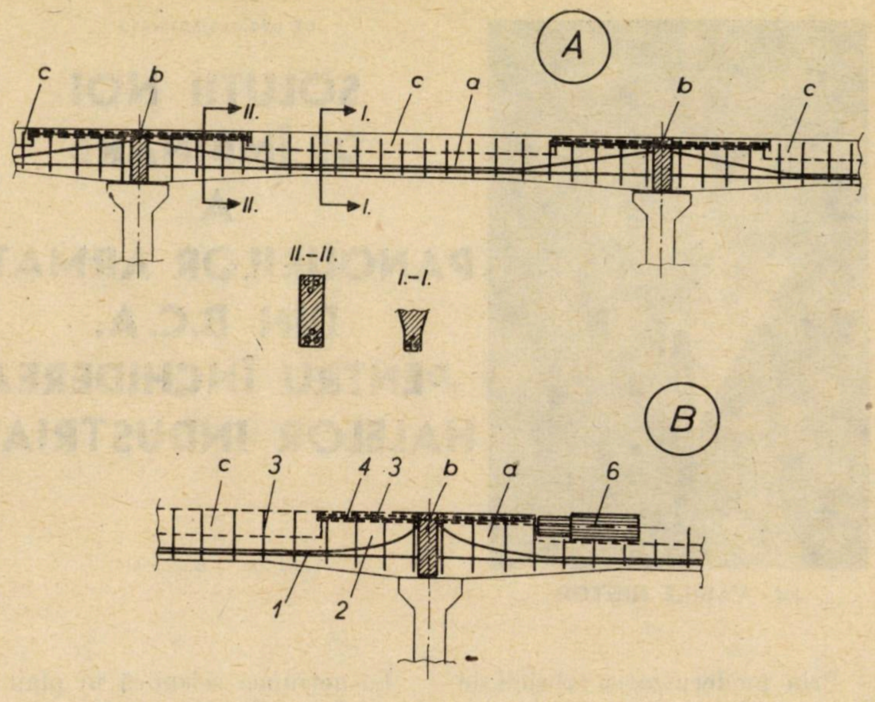
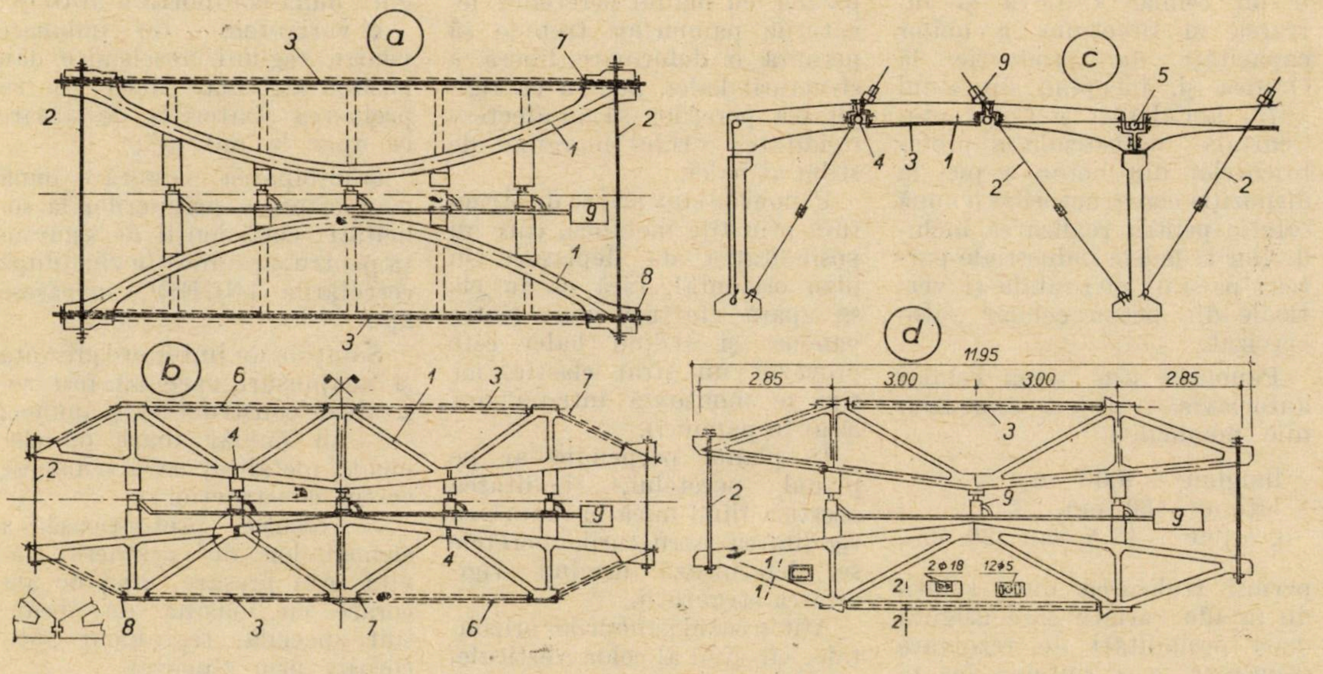


Fig. *14* — **Procedee de precomprimare a elementelor prin încărcarea lor artificială cu prese sau cricuri o dată cu asamblarea panourilor prefabricate**

a — arce ; b — grinzi cu zăbrele ; c — cadre ; d — exemplu de grinzi cu zăbrele realizate în practică ; 1 — panouri prefabricate ; 2 — tiranți de înjugare sau de fixare ; 3 — armătura pretensionată ; 4 — rostul de îmbinare ; 5 — bolțuri de deflectare ; 6 — elemente de blocare ; 7 — șaibe de fixare ; 8 — blocaje (dornuri) ; 9 — sisteme de acționare

▼



BIBLIOGRAFIE

[1] MIHUL A. : *Procedee de pretensionare a armăturilor pentru obținerea elementelor de beton precomprimat cu armătură disimetrică dispusă după trasee poligonale.* Brevet 47 207/69. OSIM.

[2] MIHUL A. : *Procedeu de precomprimare transversală a elementelor inelare de formă dreptunghiulară sau trapezoidală.* Brevet 48 260/56 OSIM.

[3] MIHUL A. : *Procedeu de pretensionare a inelelor nesegmentate de formă triunghiulară.*

[4] MELEUNKOV I. L., ZAHAROV L. V. : *Sttki elementov sbornîh jelezobetonnîh mostovîh konstrukții.* Moskva, Editura „Transport”, 1971.

[5] MIHUL A. : *Procedee de dirijare a eforturilor inițiale introduse în elemente de beton, în vederea măririi capacității de rezistență și îmbunătățirii comportării lor în exploatare.* Teză de doctorat, Institutul politehnic Iași.

[6] MIHUL A. : *Studiul îmbinărilor de continuitate cu tensiuni inițiale.* Lucrările sesiunii științifice INCERC, București, aprilie, 1970.

[7] MIHUL A. ș.a. : *Procedee de precomprimare prin încărcare.* Brevet invenție 44 343/65 OSIM

CZ 624.023:691–413

Ing. **VASILE NISTOR**

SOLUŢII NOI DE ÎMBINARE A PANOURILOR ARMATE DIN B.C.A. PENTRU ÎNCHIDEREA HALELOR INDUSTRIALE

Ing. **RADU DIAMANDOPOL**

C.I.P.B. — Bucureşti

Prin modernizarea fabricii de beton celular Craiova şi intrarea în funcţiune a noilor capacităţi de producţie la Oradea şi, începînd din anul 1973, la Călăraşi şi Constanţa, Centrala industrială a prefabricatelor din beton a pus la dispoziţia constructorilor o nouă soluţie pentru realizarea închiderilor la halele industriale parter : panouri orizontale şi verticale din beton celular autoclavizat.

Panourile din beton celular autoclavizat, avînd dimensiunile nominale :

lungime — 6,00 m,
lăţime — 60 cm,
grosime — 17,5 sau 20 cm,

permit realizarea unor soluţii de faţade variate care asigură mari posibilităţi de rezolvare simultană a cerinţelor legate de satisfacerea condiţiilor tehnologice, funcţionale şi plastice ale construcţiei, precum şi încadrarea în ansamblul industrial respectiv.

Unul din elementele de bază în folosirea panourilor din b.c.a. îl reprezintă soluţionarea modului de prindere şi fixare a acestora la structura de rezistenţă a halei.

Sistemul de prindere a pereţilor de structura halei asigură preluarea eforturilor orizontale din vînt şi cutremur în plan perpendicular pe pereţi.

La acţiunea seismică în plan paralel cu planul peretelui, legăturile panourilor trebuie să permită o deformare liberă a structurii halei, pentru ca rigiditatea pereţilor să nu afecteze rigiditatea şirului marginal de stîlpi ai halei.

Panourile sînt prinse de structură prin tije metalice, care au posibilitatea de deplasare în plan orizontal, fără ca în ele să apară eforturi mari (între panouri şi stîlpul halei este prevăzut un strat elastic, iar tija se montează într-un nut lăsat în panouri).

În planul perpendicular pe planul peretelui, rigiditatea acestuia fiind mică în raport cu rigiditatea structurii, peretele se deformează urmînd rigiditatea structurii.

Atît în cazul panourilor orizontale, cît şi în al celor verticale, soluţia adoptată în proiectele tip a fost similară : o tijă metalică filetată, fixată pe elementul de rezistenţă din structura halei, asigură preluarea eforturilor orizontale prin intermediul unei tăviţe strînse cu o piuliţă (fig. 1).

Soluţiile de îmbinare adoptate în proiectele tip prezintă o serie de avantaje, şi anume :

- folosirea şinei de ancoraj permite preluarea unor abateri de ± 35 mm în lungul peretelui ;
- tratamentul superficial aplicat tuturor elementelor metalice ale îmbinării (zincare) asigură buna comportare în timp ;
- variantele de îmbinare pentru regiuni neseismice dau posibilităţi mai mari pentru preluarea abaterilor de trasare ce apar la montaj ;
- îmbinarea asigură o bună comportare a prinderilor la solicitări ; coeficienţii de siguranţă pentru sarcinile din vînt (după cercetările INCERC) depăşesc 2,3.

Soluţiile de îmbinare prezintă şi neajunsuri, care au fost sesizate de constructori, şi anume :

— un număr mare de elemente metalice, care scumpesc costul construcţiei ;

— execuţie pretenţioasă a elementelor de prindere (tăviţă prin presare, şină de ancorare cu maşină de abcantuit specială, tratament anticorosiv prin zincare).

În scopul asigurării unei execuţii de bună calitate la lucrările de montaj al elementelor de b.c.a., C.I.P.B. a luat măsuri pentru producerea tuturor acestor piese de îmbinare în atelierele proprii ; ele pot fi obţinute prin comandă, concomitent cu livrările de prefabricate. În curs de multiplicare se află un catalog al materialelor auxiliare pentru montajul şi fixarea elementelor din beton celular autoclavizat care se livrează de către C.I.P.B.

*

În cadrul Centrului de proiectare-cercetare al C.I.P.B. au fost studiate (plecînd de la îmbinările recomandate de furnizorul străin) unele soluţii noi de îmbinare a panourilor mari din b.c.a., în scopul simplificării şi ieftinirii sistemului de prindere şi pentru rezolvarea unor soluţii variate în funcţie de specificul construcţiei şi al zonei seismice.

În cele ce urmează se prezintă cîteva din aceste soluţii.

Îmbinarea panourilor orizontale cu urechi de ancorare

La această soluţie (fig. 2) se folosesc urechi de ancorare din oţel-beton, dispuse pe faţa exterioară a stîlpilor structurii de rezistenţă, din 60 în 60 de cm. În cazul structurilor din beton armat, urechile se înglobează în stîlpi la turnare, iar în cazul structurilor metalice, urechile se sudează pe stîlpi înainte de montaj.

Prinderea provizorie a panourilor se face cu scoabe de montaj. Panourile din b.c.a. au prevăzute nuturi semicirculare care alcătuiesc, în dreptul îmbinării, un canal circular vertical. Pe întreaga lungime a canalului se montează o bară din oţel-beton care trece prin ochiul urechii de ancorare.

După montajul panourilor alăturate se toarnă în canalul vertical mortar M 100 de consistenţă fluidă (gradaţia 16 pe conul etalon), care realizează monolitizarea îmbinării.

Soluţia prezintă următoarele avantaje :

— nu necesită piese metalice speciale pentru îmbinare ;

— prinderea provizorie, precum şi cea definitivă se execută cu consum redus de manoperă.

Îmbinarea panourilor orizontale în dreptul stîlpilor de poartă din fronton

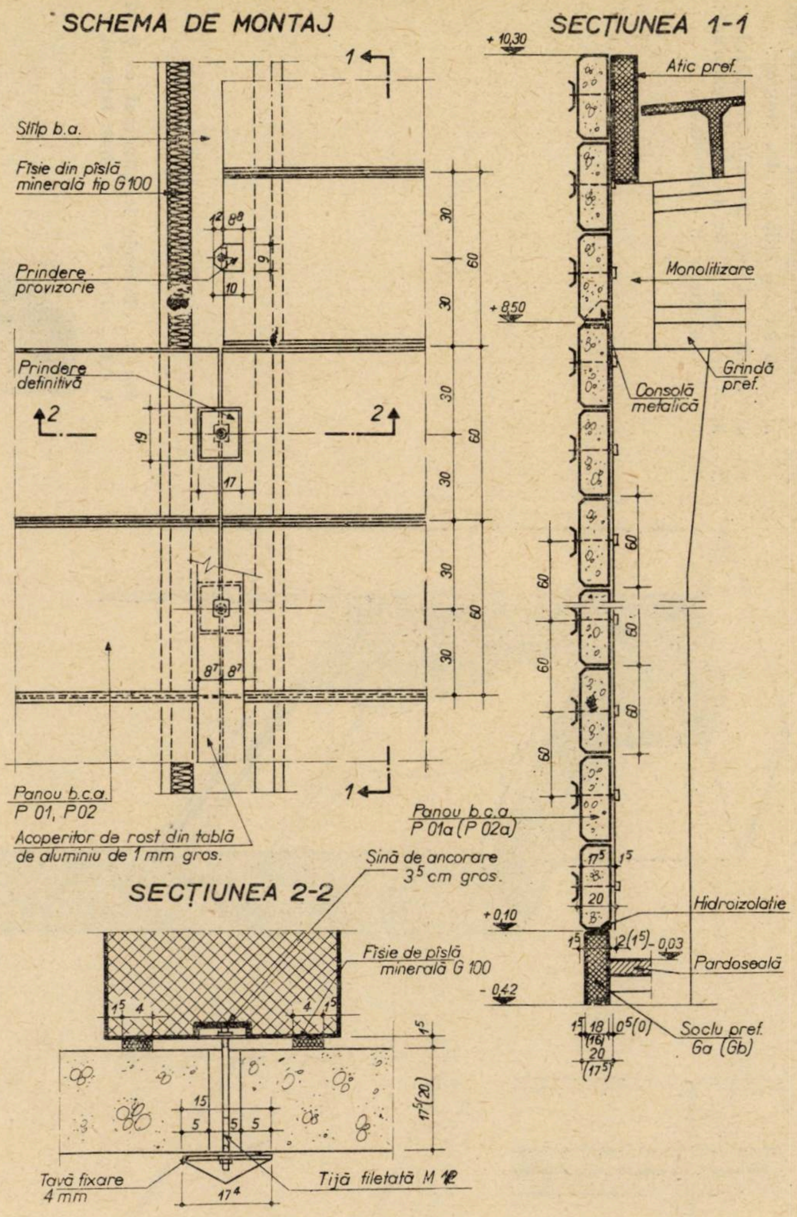

SCHEMA DE MONTAJ
SECŢIUNEA 1-1
+10,30
Atic pref.
Stîlp b.a.
Fîşie din pîslă minerală tip G100
Prindere provizorie
Monolitizare
+8,50
Prindere definitivă
Grindă pref.
Consolă metalică
Panou b.c.a. P 01, P02
Acoperitor de rost din tablă de aluminiu de 1 mm gros.
Panou b.c.a. P 01a (P 02a)
Şină de ancorare 3⁵ cm gros.
SECŢIUNEA 2-2
+0,10
Hidroizolaţie
Fîşie de pîslă minerală G 100
-0,03
Pardoseală
-0,42
Soclu pref. 6a (6b)
Tavă fixare 4 mm
Tijă filetată M 12

Fig. *1* — Detaliu de îmbinare la panouri orizontale

În frontonul halei experimentale a Centrului de proiectare-cercetare C.I.P.B. din incinta Fabricii de prefabricate „Progresul'' s-a aplicat soluţia de îmbinare a panourilor orizontale din fronton din figura 3.

Soluţia de îmbinare a fost aplicată în dreptul stîlpilor porţii din frontonul halei. Frontonul este tratat separat de structura halei, sarcinile orizontale pe direcţia peretelui fiind preluate independent.

În stîlpul de beton au fost prevăzute la turnare urechi, din 60 în 60 cm, şi un nut triunghiular pe toată înălţimea peretelui.

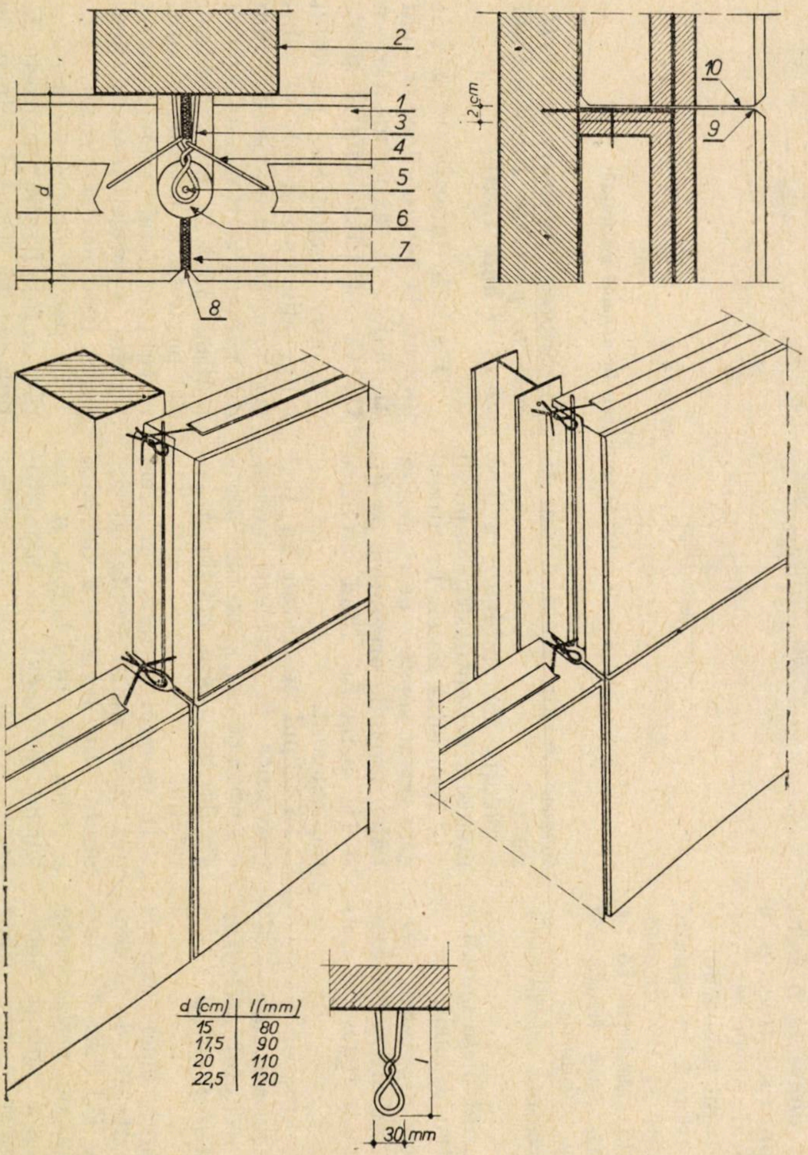
În canalul format din acest nut şi de nutul frontal al panoului din b.c.a. s-a introdus o bară de oţel-beton şi s-a turnat mortarul de monolitizare.

Îmbinarea panourilor verticale la peretele longitudinal al unei hale înalte

O soluţie interesantă a fost aplicată la peretele longitudinal al halei de experimentări a C.P.C. — C.I.P.B. (fig. 4 şi 5).

Pentru închiderea peretelui longitudinal a fost folosită soluţia montării unui perete plin din panouri verticale de 6,00 m înălţime pînă la nivelul grinzii de pasarelă a podului rulant, restul suprafeţei peretelui, de la nivelul pasarelei pînă la acoperiş, fiind realizat vitrat.

La partea superioară, panourile au fost fixate provizoriu cu buloane în dreptul grinzii de



d (cm)	l (mm)
15	80
17,5	90
20	110
22,5	120

Fig. *2* — **Îmbinarea panourilor orizontale din b.c.a. cu urechi din oțel-beton.**
1 — beton celular; 2 — stîlp de beton armat; 3 — **ureche din oțel-beton ∅ 6 mm înglobată în stîlp;** 4—**scoabă de montaj;** 5—**oțel-beton** ∅ 6 **mm;** 6 — **nut pentru monolitizare;** 7 — **material elastic;** 8—**chit elastic;** 9—**chit plastic;** 10 — **mortar adeziv.**

Fig. *3* — **Îmbinarea panourilor orizontale din b.c.a. în dreptul stîlpilor din fronton.**
1 — **oțel-beton ∅ 6 mm;** 2— **nut triunghiular;** 3 — **bară verticală ∅ 8;** 4 — **sîmbure turnat;** 5— **polistiren;** 6— **chit elastic**

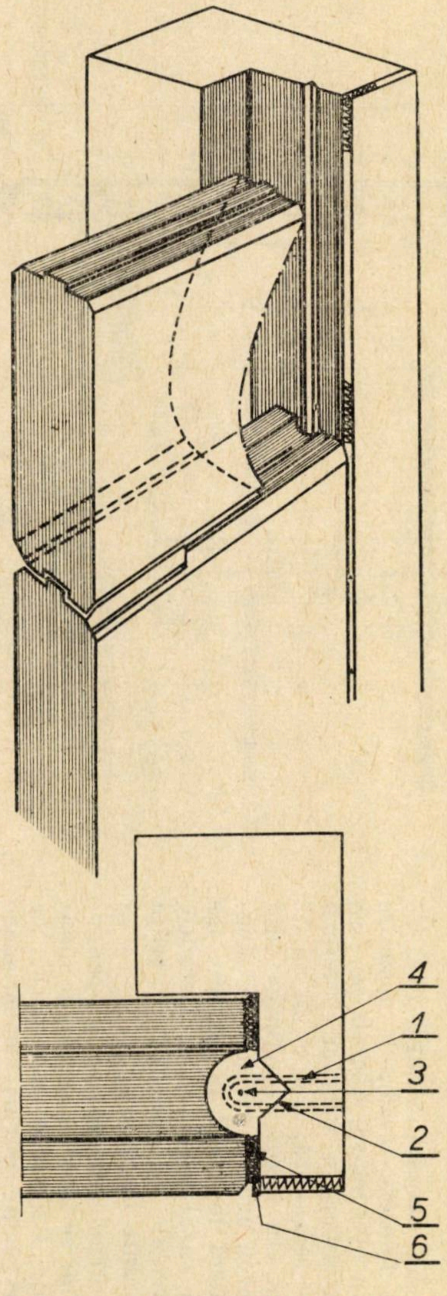
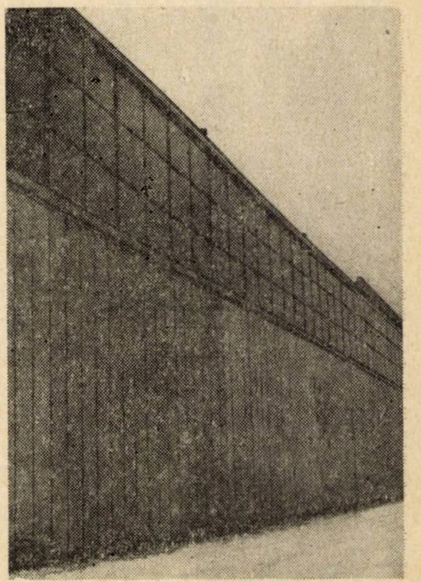


Fig. *4* — **Peretele longitudinal al halei C.P.C. — C.I.P.B. — Vedere laterală.**



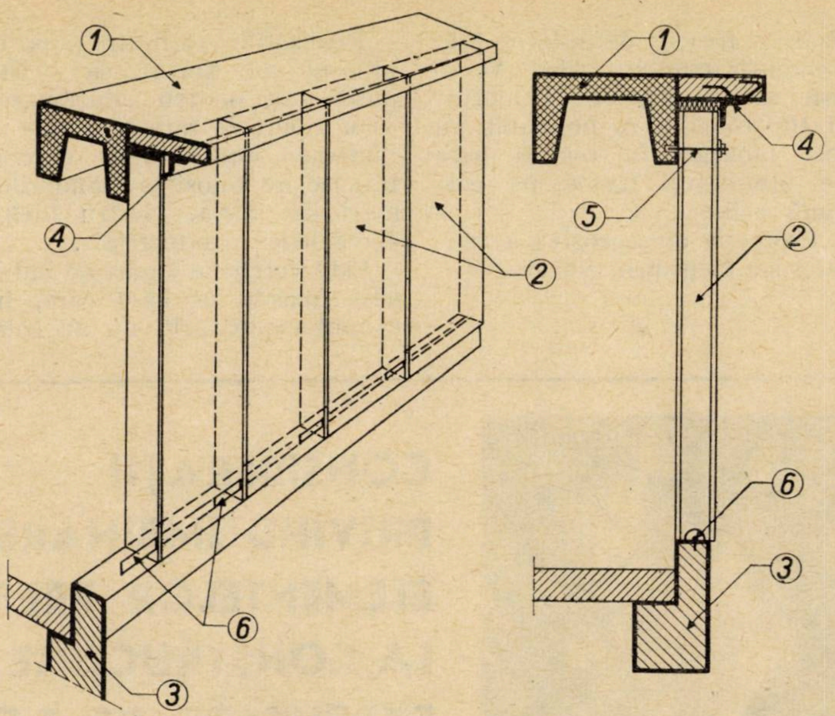


Fig. 5 — Soluţia de îmbinare a panourilor verticale la hala C.P.C. — C.I.P.B.

1 — grindă pasarelă; 2—plăci verticale din b.c.a. (60 × 20 × 600); 3—soclu; 4—cornier (50 × 50 × 5) pentru prinderea definitivă; 5 — bulon cu plăcuţă şi mufă pentru prinderea provizorie; 6—oţel lat lăsat din soclu pentru fixarea plăcilor b.c.a. din partea de jos.

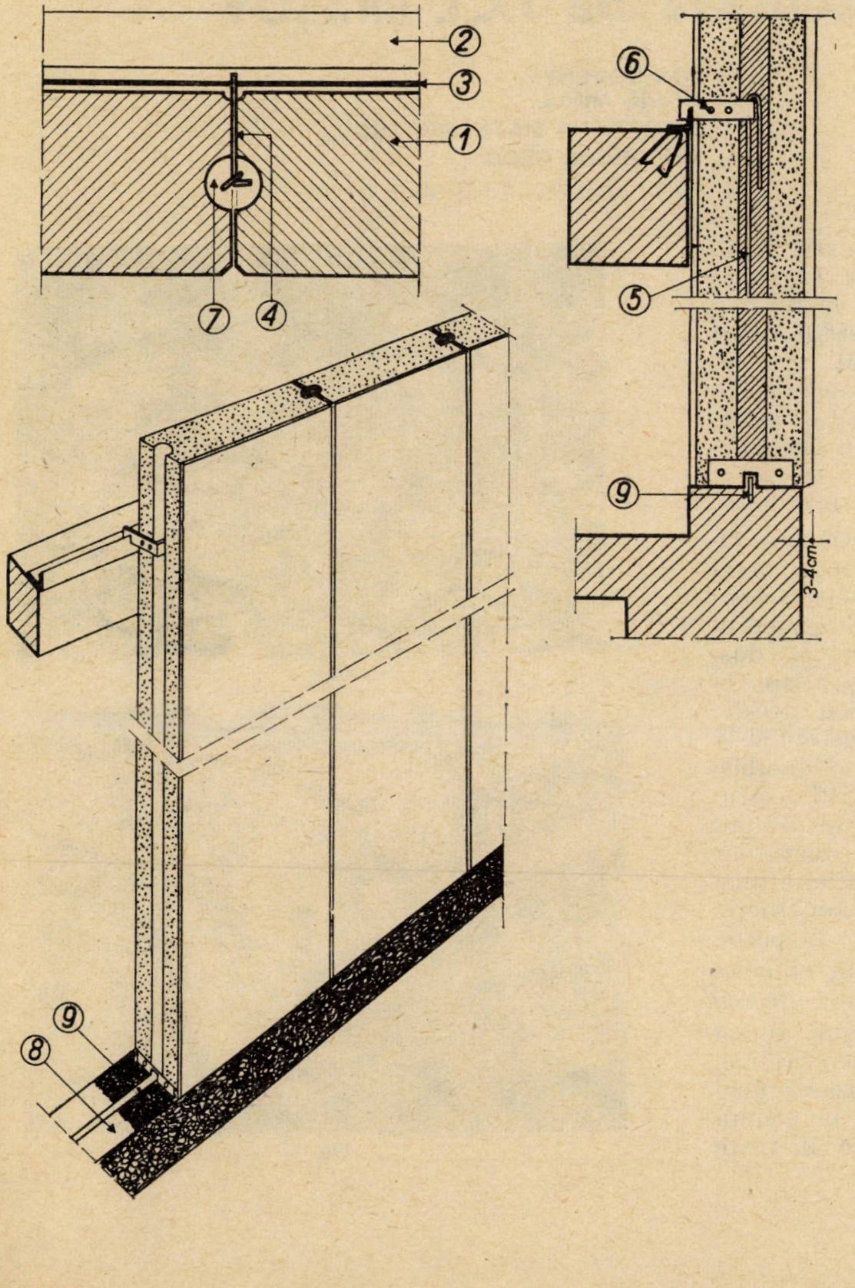


Fig. 6 — Îmbinarea panourilor verticale din b.c.a. cu eclise metalice.

1 — beton celular; 2 — construcţie din beton armat; 3—cornier de ancorare 40 × 22 mm sau 28 × 12 mm înglobat la turnare; 4 — eclisă de ancorare îndoită; 5—oţel-beton ∅ 6 mm; 6 — cui pentru beton celular; 7— nut pentru monolitizare; 8 — hidroizolaţie; 9 — platformă înglobată

pasarelă. Canturile verticale ale panourilor s-au lipit, la montaj, cu mortar adeziv.

Îmbinarea definitivă s-a realizat prin montarea unui profil cornier în lungul peretelui, care a fost fixat cu mustăţi într-o zonă monolită, turnată după montarea peretelui.

La partea inferioară, panourile au fost fixate prin prevederea în soclu a unor platbande înglobate care au fost monolitizate în mortarul de poză cu care s-a umplut canalul semicircular al panoului de beton celular.

Îmbinarea panourilor verticale cu eclise metalice

Soluţia a fost aplicată la peretele longitudinal al halei de fabricaţie de la combinatul Electro-Argeş din Curtea de Argeş (fig. 6).

Îmbinarea panourilor la partea superioară s-a făcut prin fixarea unor eclise metalice pe aripa unui profil cornier ancorat cu mustăţi în grinda longitudinală marginală. Fixarea provizorie a panourilor s-a făcut prin cuie bătute la montaj prin găurile din eclise.

La partea inferioară, fixarea provizorie s-a făcut tot cu eclise metalice bătute în cuie.

Panourile au avut lungimea de 4,00 m, ceea ce a permis realizarea fixării definitive prin monolitizarea nuturilor verticale ale panourilor cu mortar M 100, după ce, în prealabil, au fost montate în rosturi bare de oțel-beton fixate pe cele două eclise.

Protecția anticorosivă a eclisele s-a făcut prin zincare.

*

Realizările obținute pînă în prezent au arătat că există posibilități pentru soluționarea unor tipuri de îmbinări care să răspundă unor cerințe diverse impuse de folosirea panourilor mari din b.c.a. pentru închiderea halelor industriale.

Este vorba de tipuri de îmbinări folosite la hale care, în timpul exploatării, nu au solicitări orizontale importante sau care sînt construite în zone cu grad 6 de seismicitate.

Studierea și aplicarea unor soluții noi, mai avantajoase din punctul de vedere al prețului de cost și al montajului, vor avea influențe favorabile asupra extinderii aplicării acestui tip de prefabricate la noile investiții.

CZ 624.012.35:624.023.002

CONSIDERAȚII PRIVIND ÎMBINAREA ELEMENTELOR PREFABRICATE LA CONSTRUCȚIILE INDUSTRIALE EXECUTATE DE T.C.I. BRAȘOV

Ing. **ION ROVENȚA,**
ing. **BORIS MIHUL,**
ing. **CONSTNTIN MATEI POPESCU,**
ing. **GHEORGHE GLOD**
Trustul de construcții industriale Brașov

Socotim că este firesc ca, în contextul realităților din țara noastră, activitatea Trustului de construcții industriale, cu sediul în Brașov, să fie foarte asemănătoare cu a celorlalte mari unități de construcții din cadrul M. C. Ind. și să se dezvolte simțitor la fel, ponderea în execuție, în actuala etapă, deținînd-o halele parter, cu și fără poduri rulante, din elemente prefabricate cu deschideri de 12 — 18 m și travee de 6 — 12 m și, în măsură mai mică, halele etajate cu parter și 1 — 4 etaje (fig. 1).

Prefabricarea aproape în totalitate a acestor hale și, mai ales, extinderea tot mai accentuată a acestui gen de lucrări, în detrimentul halelor executate din beton monolit, au dus, în timpul montajului pe diferitele șantiere, la apariția unor aspecte noi, specifice acestei metode de execuție, la urmărirea acestora și la tragerea unor concluzii suficient de valabile pentru a merita să fie expuse în cadrul acestui simpozion (fig. 2). Se va insista, nu asupra avantajelor, ci, din contra, asupra greutăților și insuficiențelor de la faza de execuție, ultima dintre etapele de realizare a unei construcții, considerînd că aceste deficiențe sînt, în parte, consecințele nivelului de pregătire al etapelor anterioare, de concepție și proiectare, precum și dotării cu utilaje și personal. Desigur, numai o colaborare strînsă a factorilor care contribuie, în oricare dintre aceste faze, la realizarea unei construcții, dar mai ales analizarea în comun a dezavantajelor și greutăților ivite în toate

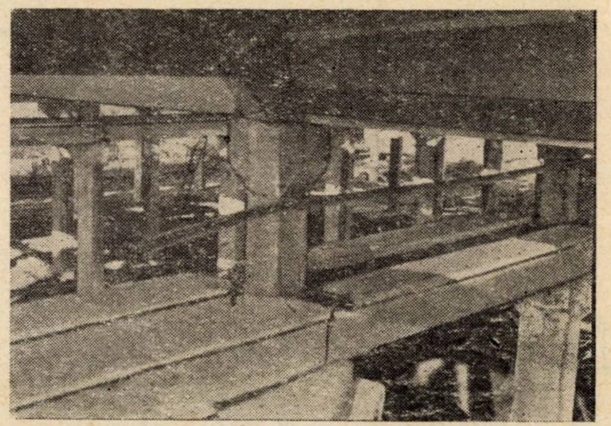


Fig. 1

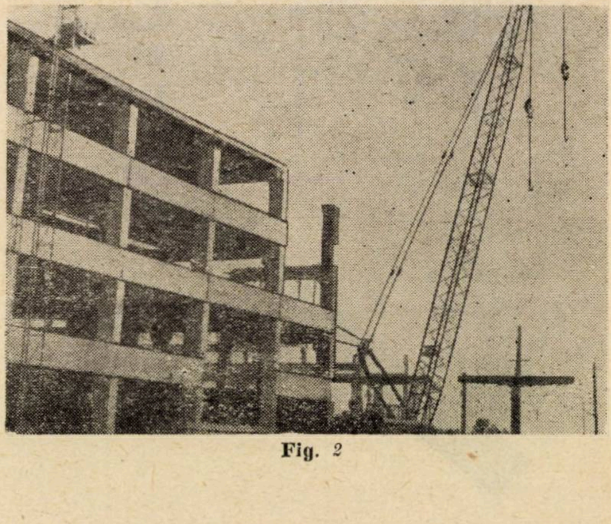


Fig. 2

aceste faze, dar în special la cea de execuţie, considerăm a fi calea cea mai indicată pentru a se ajunge, în final, la reale îmbunătăţiri de calitate.

Ţinem să mai facem şi precizarea că, pentru considerentele de mai sus, nu vom folosi acest prilej pentru a scoate în evidenţă şi a elogia aceste lucrări deosebite pe care atît trustul din Braşov, cît şi alte trusturi le-au realizat sau le vor realiza, dar care au caracter de unicat sau de construcţii deosebit de rar întîlnite, deoarece acestea se realizează cu deosebite eforturi de materiale, utilaje şi oameni şi printr-o pregătire tehnică specială, care nici pe departe nu pot fi consumate la lucrările curente, care, aşa cum am mai spus, reprezintă ponderea principală a activităţii de construcţii.

Acest aspect nu se oglindeşte totdeauna just prin indicii economici şi tehnici înregistraţi ca ,,realizaţi'', consumurile specifice fiind depăşite la unele lucrări, ceea ce nu se poate admite în cazul indicilor realizaţi pe întreaga activitate, îndeosebi la capitolul de personal T. A. şi fond de salarii. Nu trebuie să uităm că indicatorii de plan impun indici de execuţie care nu permit realizarea unei construcţii în condiţii lejere, ci din ce în ce mai strînse, pentru ca această activitate să devină mai eficace şi mai competitivă.

La majoritatea halelor prefabricate, toată activitatea pe şantier se reduce sau, mai corect spus, ar trebui să se reducă numai la operaţia de montaj, operaţie care se doreşte să fie cît mai asemănătoare cu asamblarea şi îmbinarea construcţiilor, adică realizarea îmbinării elementelor să se facă prin puţine operaţii şi cu posibilitatea de a verifica uşor că s-au asigurat, la prinderea executată, condiţiile avute în vedere la proiectare.

Aspectele pe care le vom trece în revistă se vor referi la unele din îmbinările elementelor prefabricate pe care vom căuta să le prezentăm prin prisma dificultăţilor de asamblare, a consumului de manoperă şi de utilaj şi a productivităţii, atingînd şi partea estetică, cea economică şi mai ales siguranţa construcţiei realizate faţă de riscul admis prin proiectare.

Vom vorbi deci despre îmbinarea dintre stîlpi, ferme, grinzi, chesoane, elemente Π şi T şi elemente de închidere a halelor. Nu ne vom ocupa de comportarea în timp a acestor îmbinări, deoarece nu dispunem de suficiente date în acest scop, deşi nu subestimăm valoarea unui asemenea studiu. Sugerăm chiar ca urmărirea în timp a unor construcţii, atît din cele de serie, cît şi a celor care prezintă interes deosebit, să devină tema unui studiu, poate permanent, în cadrul INCERC.

★

Îmbinările curente, foarte numeroase, dintre grinzile precomprimate şi stîlpi nu ridică, în general, nici un fel de probleme de asamblare, nodul respectiv fiind o simplă rezemare, care, la rîndul ei, nu pune condiţii greu de realizat pe şantier, cu toate că abaterile dimensionale de planitate şi de înglobare a plăcuţelor metalice de reazem nu lipsesc de regulă (fig. 3 şi 4).

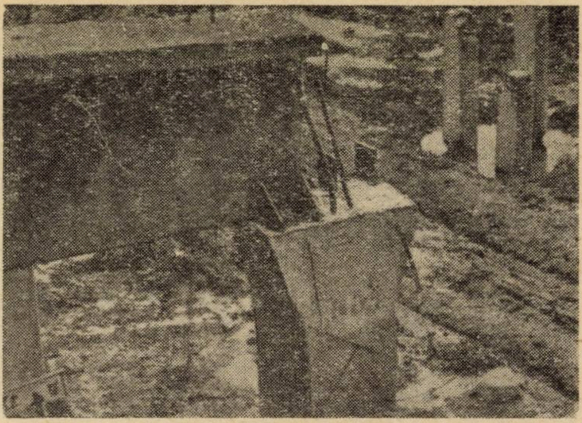


Fig. 3 — Detaliu de reazem grindă T pe stîlp

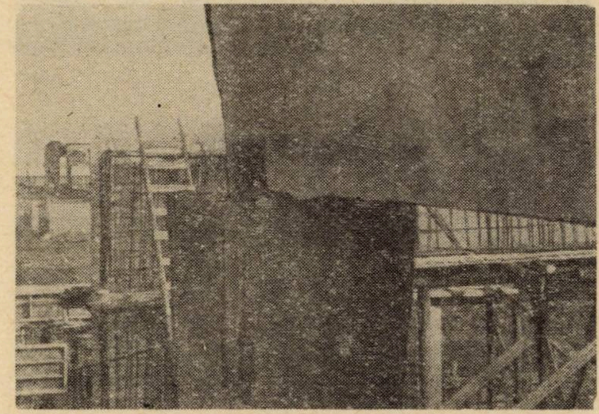


Fig. 4 — Detaliu de reazem grindă — stîlp

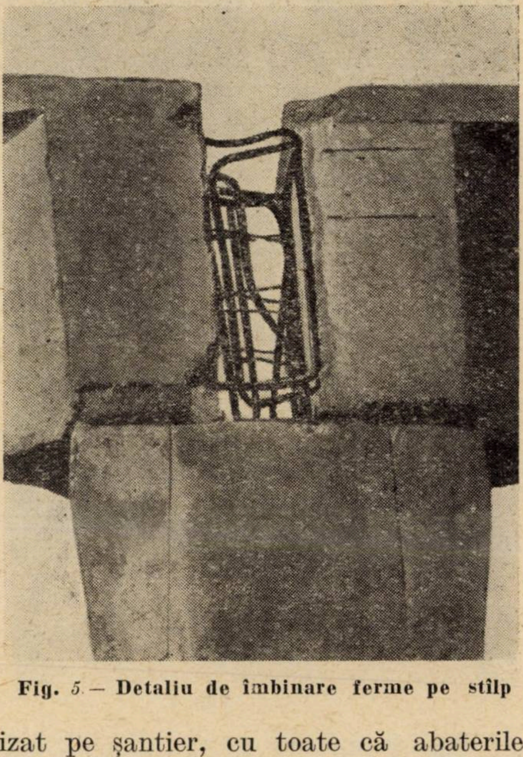


Fig. 5 — Detaliu de îmbinare ferme pe stîlp

Efectul abaterilor creşte, în general, cu cît construcţiile sînt mai complicate, au dimensiuni mai mari, elemente mai multe, îmbinăr-

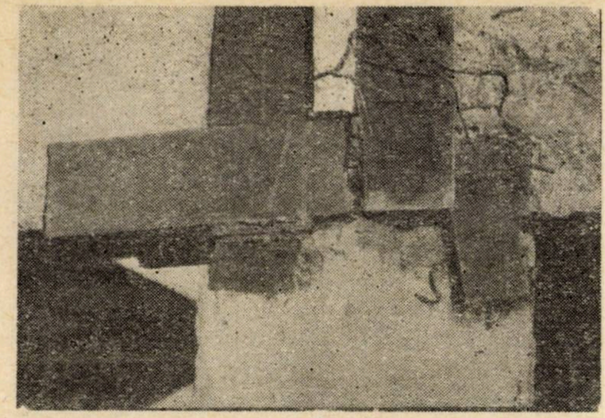


Fig. 6

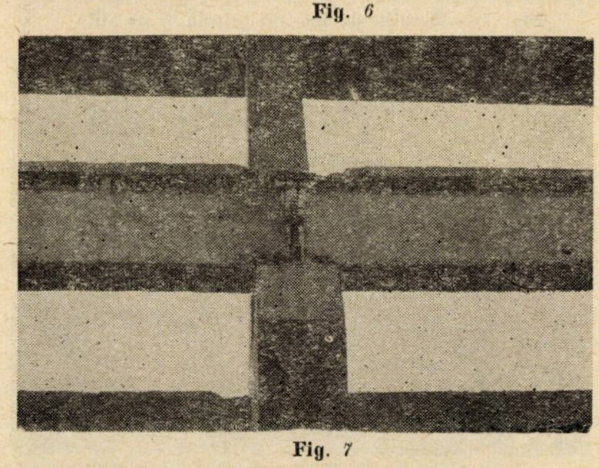


Fig. 7

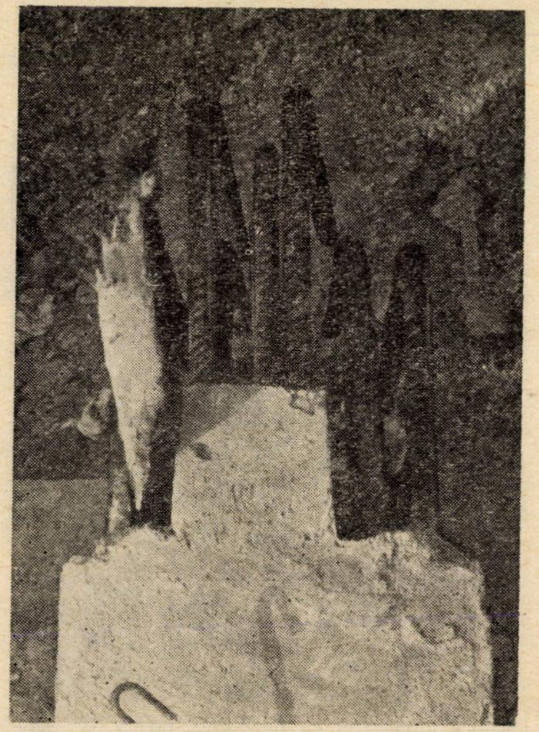


Fig. 8

pe două şi mai ales pe trei direcţii, hale supraetajate, la care, pentru realizarea încastrării, cantitatea de armătură la îmbinare sporeşte şi unde armăturile care, la montare, se lovesc unele de altele duc la dezaxarea îmbinărilor, a căror betonare devine şi ea mai dificil de realizat (fig. 5).

Se constată deci două categorii de efecte importante ca urmare a abaterilor reale, şi anume: prima — sudarea necorespunzătoare, incompletă şi de slabă calitate, în soluţii chinuite, improvizate (fig. 6 şi 7), fără ca armătura de continuitate să fie coliniară etc. şi a doua — goluri în beton, zone de beton cu rezistenţă slabă şi care nici nu acoperă şi deci nu protejează în timp armătura.

Cauza tuturor dificultăţilor de asamblare din prima categorie este imprecizia cu care sînt tăiate, fasonate şi mai ales poziţionate armăturile (fig. 8). Aproape totdeauna acestea constituie o zonă deosebit de aglomerată şi încurcată, soluţionată la faţa locului de multe ori prin tăierea unora din bare şi resudarea lor, ceea ce, în final, este foarte departe de soluţia dorită şi de siguranţa cerută.

Abaterile constatate în faza de execuţie pe şantier, dar care reprezintă atît cumularea toleranţelor admise prin concepţie, cît şi depăşirile acestora prin prefabricare, ajung de ordinul 5, chiar 10 cm.

Abaterile sînt uneori parţial corectate la execuţie, dar aceste cazuri nu trebuie să ducă la concluzia că acest lucru este posibil, mai ales că se pot cumula la îmbinări şi abaterile de axare provenind de la execuţie şi care, în aproximativ jumătate din cazuri, sînt de acelaşi semn.

Repetarea acestor fenomene — depăşirile toleranţelor admise — nu trebuie să rămînă numai o constatare, ci trebuie să determine pe cercetători şi proiectanţi să elaboreze soluţii cît mai simple ca rezolvare a îmbinărilor şi care să fie compatibile cu posibilităţile tehnice reale ale unităţilor furnizoare de prefabricate şi ale şantierelor şi deci să nu necesite o asamblare dificilă, lucrători de înaltă calificare sau remedieri greoaie şi foarte costisitoare, care astăzi scumpesc în medie pînă la de trei ori manopera şi de multe ori şi utilajul de montaj, faţă de prevederile din documentaţie.

Rezultă deci necesitatea ca, prin viitoare normative sau prin revizuirea şi completarea celor actuale, iar pînă atunci prin proiectare, să se precizeze, pentru stadiul şi nivelul actual de proiectare şi execuţie, modul de tratare de detaliu al tuturor categoriilor de îmbinări de prefabricate după importanţa eforturilor pe care acestea le transmit sau a condiţiilor de închidere ori de aspect.

Aceste normative trebuie să soluţioneze, nu prinderea ideală, teoretică, ci mai ales cazurile de abateri şi nepotriviri întîlnite curent la lucrări — adică accidente tehnice de calitate de mare serie.

Desigur, nu ne referim la cazuri rare, pe care le socotim atehnice, aşa cum rezultă din fig. 9.

Revenind la îmbinările de elemente prefabricate la care înnădirile se execută prin sudarea armăturilor de oţel-beton şi a plăcuţelor metalice în poziţie dificilă, cu acces greu, la înălţime şi adesea realizate pe timp urît, arătăm că acestea trebuie pe cît posibil eliminate (fig. 10).

Una din acţiunile în acest sens ale trustului din Braşov este şi soluţionarea îmbinării unor noduri fără a mai folosi sudura, prinderea realizîndu-se prin asigurarea unor lungimi minime de suprapunere a barelor şi înglobarea lor suficientă în beton (fig. 11 şi 12). Această îmbinare s-a realizat însă într-o structură mixtă de stîlpi turnaţi şi grinzi prefabricate, ceea ce este desigur mai uşor de realizat.

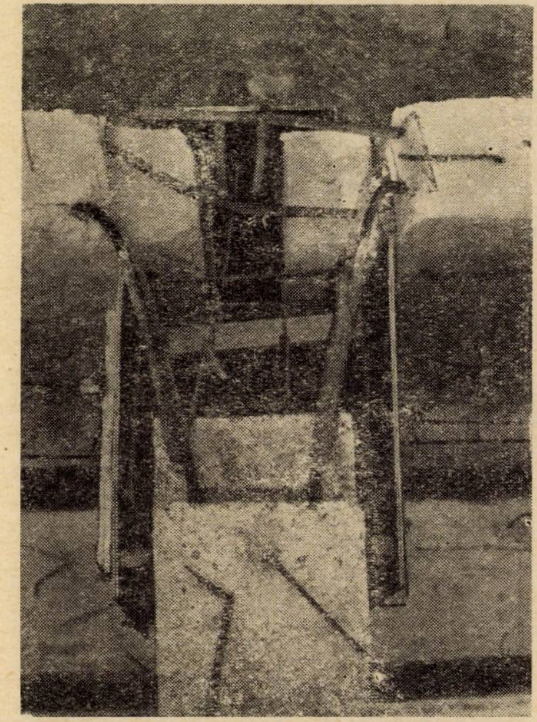


Fig. *9* — **Detaliu de nod înainte de betonare**

S-ar putea ca şi alte dificultăţi din cele întîlnite pe şantier şi menţionate de executanţi să fie înlăturate prin asigurarea unor console mai lungi, poate şi mai late, prin prevederea unor stîlpi cît mai simetrici şi cu console egale etc.

În general, se pare că este necesară o reanalizare a lungimilor de reazem şi a suprafeţelor de rezemare şi această propunere a executanţilor trebuie analizată prin prisma rezemării efective, de multe ori mult mai redusă decît cea proiectată, care, deşi de ordinul numai a cîţiva centimetri, nu ţine seama de toleranţe şi îmbinarea devine uneori mai mult o înţepenire decît o rezemare. Ţinînd seama că armăturile au şi ele 1—2 cm acoperire de beton, în mod nomal, dar că nu se poate şti ce abateri au acestea în realitate, mult mai multă atenţie trebuie acordată acestei probleme. Nu putem fi deci de acord cu punctul de vedere exprimat în sensul că *„încă nu s-au prăbuşit asemenea prinderi"*, ceea ce ni se pare că echivalează cu a spune că *„de fapt, toate construcţiile care au cedat la cutremur s-au comportat chiar foarte bine în perioada dinaintea acestuia"*.

În ceea ce priveşte greutăţile întîmpinate la montarea grinzilor pentru căile de rulare ale podurilor rulante, care sînt în general aceleaşi cu cele menţionate mai sus, apreciem că un alt aspect trebuie semnalat şi anume că abaterile admise de STAS 8018/70 între axa şinei şi a grinzii de rulare sînt mai strînse decît este necesar în realitate.

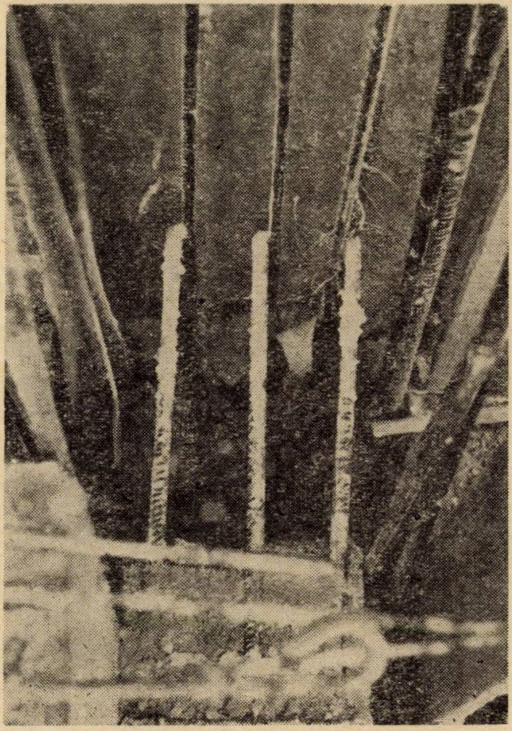


Fig. *10* — **Detaliu de nod înainte de turnare**

Prin acest STAS se cer 15 — 30 mm, dar numai abaterile admise ale unei construcţii prefabricate însumează pînă la 4 — 5 cm, şi cînd sînt de sens contrar pot, pentru cele două şine de rulare paralele ale aceluiaşi pod, să devină 8 — 10 cm. Considerăm normal ca organele ISCIR, în baza STAS 8018, să verifice numai colinearitatea, panta şi distanţele dintre şine şi roţi, iar proiectantul de rezistenţă

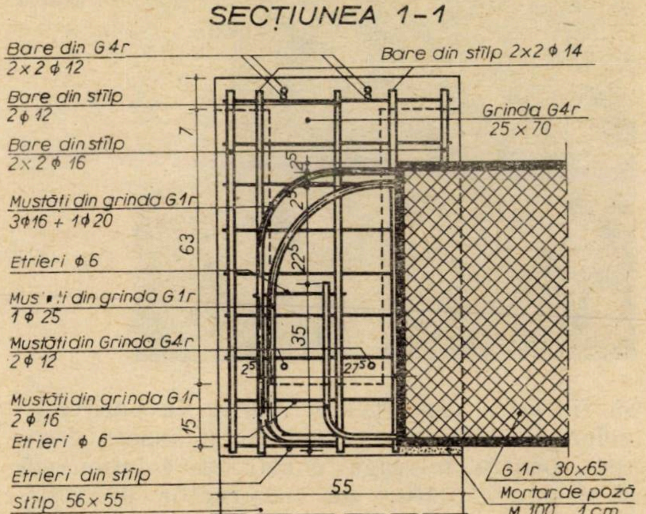
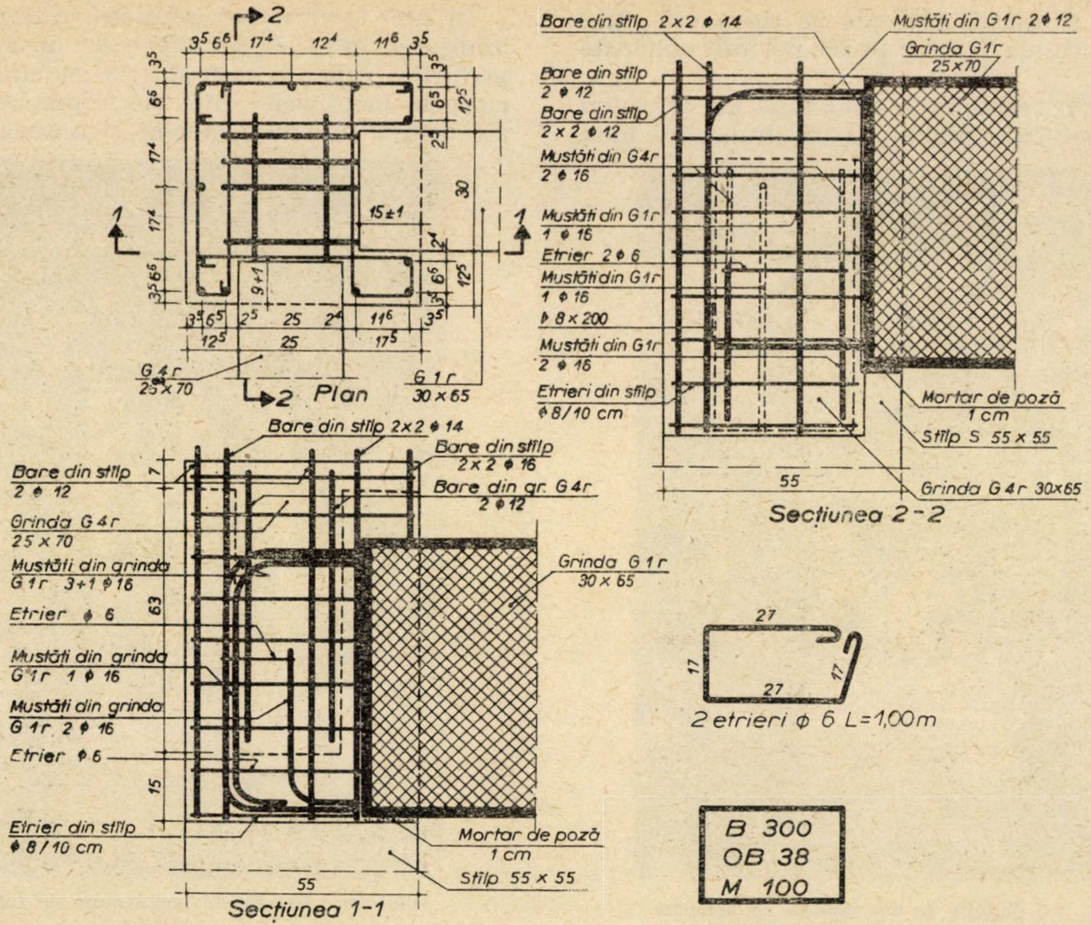
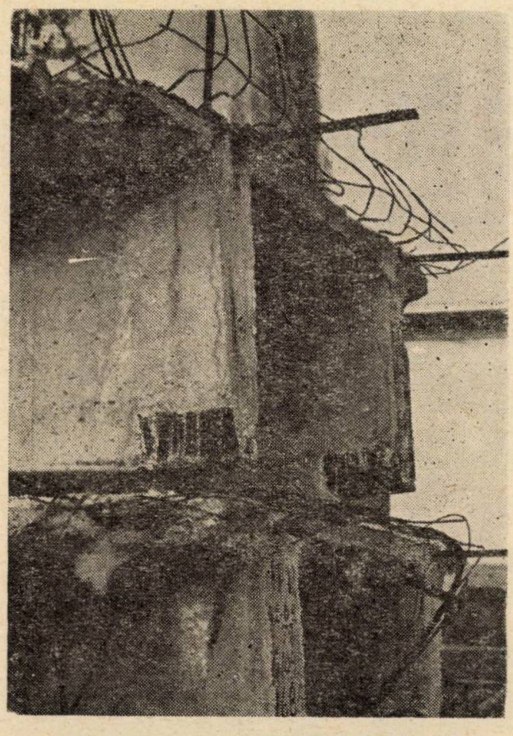

SECŢIUNEA 1-1
Bare din G4r
2×2 ϕ 12
Bare din stîlp 2×2 ϕ 14
Bare din stîlp
2 ϕ 12
Grinda G4r
25 × 70
Bare din stîlp
2×2 ϕ 16
Mustăţi din grinda G1r
3ϕ16 + 1ϕ20
Etrieri ϕ 6
Mustăţi din grinda G1r
1 ϕ 25
Mustăţi din Grinda G4r
2 ϕ 12
Mustăţi din grinda G1r
2 ϕ 16
Etrieri ϕ 6
Etrieri din stîlp
Stîlp 56×55
7
63
15
25
25
225
35
25
275
55
G1r 30×65
Mortar de poză
M 100, 1cm

Fig. *11*

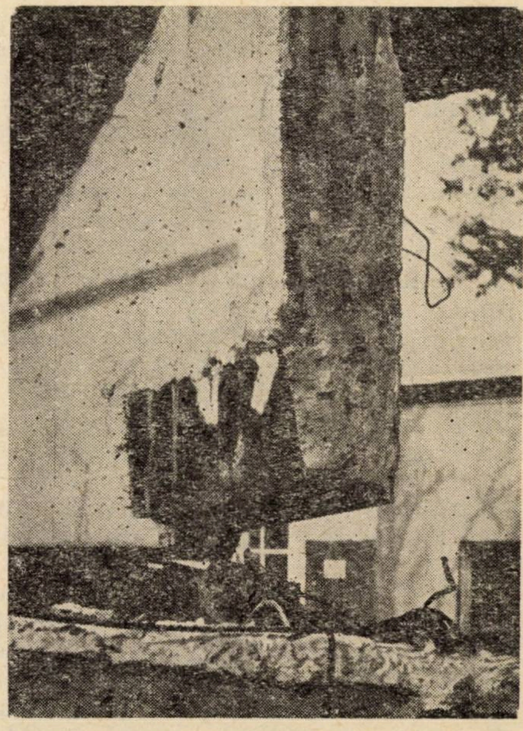


2
Plan
G 4 r
25×70
G 1 r
30×65
15±1
9+1
1
Bare din stîlp 2×2 ϕ 14
Mustăți din G 1 r 2 ϕ 12
Grinda G 1 r
25×70
Bare din stîlp
2 ϕ 12
Bare din stîlp
2×2 ϕ 12
Mustăți din G 4 r
2 ϕ 16
Mustăți din G 1 r
1 ϕ 16
Etrier 2 ϕ 6
Mustăți din G 1 r
1 ϕ 16
ϕ 8×200
Mustăți din G 1 r
2 ϕ 16
Etrieri din stîlp
ϕ 8/10 cm
Mortar de poză
1 cm
Stîlp S 55×55
55
Grinda G 4 r 30×65
Secțiunea 2-2
Bare din stîlp 2×2 ϕ 14
Bare din stîlp
2×2 ϕ 16
Bare din gr. G 4 r
2 ϕ 12
Bare din stîlp
2 ϕ 12
Grinda G 4 r
25×70
Mustăți din grinda
G 1 r 3+1 ϕ 16
Etrier ϕ 6
Mustăți din grinda
G 1 r 1 ϕ 16
Mustăți din grinda
G 1 r 2 ϕ 16
Etrier ϕ 6
Etrier din stîlp
ϕ 8/10 cm
Grinda G 1 r
30×65
Mortar de poză
1 cm
Stîlp 55×55
55
Secțiunea 1-1
27
17
2 etrieri ϕ 6 L=1,00 m
B 300
OB 38
M 100

Fig. 12 — **Detaliu de monolitizare grinzi, nod de colț acoperiș**



← **Fig. 13** — **Elemente TT în depozit**



→ **Fig. 14** — **Detaliu de cap element TT**

să fie acela care, ținînd seama de poziția șinelor, să soluționeze singur acest aspect, deoarece pentru întreaga construcție soluționează și răspunde alături de constructor de rezistența și stabilitatea construcției. Organele ISCIR răspund de funcționarea podului în condițiile cerute. Sînt deci două probleme complet separate. Avînd un alt profil și urmărind din alt punct de vedere, s-au întîlnit cazuri cînd organul ISCIR, în urma constatării depășirii abaterilor de la STAS, a cerut, fie cioplirea unei părți laterale a grinzii, fie îngroșarea cu tencuială a celeilalte, pentru ca distanțele dintre șină și margini să fie egale și astfel condiția din STAS să fie interpretată ca îndeplinită.

★

În legătură cu fermele precomprimate am dori să arătăm că, datorită defecțiunilor de fabricație, acestea au abateri de la planitate care, oricît s-ar încerca la asamblare, nu se pot totdeauna compensa și care, rămînînd de ordinul a 2—3 cm, dau solicitări suplimentare. Dacă la aceste abateri se adaugă și altele, tot de ordinul a 1 — 2 cm, rezultate din poziționarea tecilor pentru cabluri, se constată că se ajunge la un coeficient de siguranță așa de redus, încît la cele mai mici defecte de structură ale betonului, fermele au cedat. Cunosc personal trei cazuri cînd, deși în poziția de precomprimare la sol fermele s-au comportat normal, acestea au cedat în timpul montajului, deși ancorarea și deplasarea fermelor s-au făcut absolut corect. Bucăți mari de beton au fost zvîrlite cu această ocazie la mare distanță și numai întîmplarea a făcut să nu fie accidentați lucrătorii care manipulau fermele cu frînghii de la distanță.

S-ar putea interpreta că proporția de 1 — 5% de ferme rupte la montaj, în afara celor care nici nu se precomprimă din cauza defectelor vizibile și a celor rupte la sol pentru defecte de structură invizibile, să fie în neconcordanță cu calculul, dar este o realitate și de aceea am semnalat-o.

★

În legătură cu realizarea acoperișurilor și planșeelor cu chesoane obișnuite sau elemente T sau Π drepte sau curbe se constată că la proiectarea acestora s-au conceput și acceptat prevederi care nu țin seama de posibilitățile reale ale tuturor furnizorilor de prefabricate, în ritmul de producție intensiv cerut (fig. 13).

Dintre deficiențele semnalate curent la aceste elemente vom reliefa de această dată, nu pe cele legate de fisurări și ruperi la transporturi etc., ci numai pe cele legate de îmbinări (fig. 14).

Astfel, se constată că la punctele de reazem dintre acestea și elementele de susținere nu se realizează corect montarea plăcuțelor de prindere cu grinzile pe care reazemă și deci prefabricatele se sprijină uneori pe beton, fără a avea o suprafață de rezemare suficientă. Chiar atunci cînd plăcuțele se montează, fiindcă sînt și cazuri cînd acestea lipsesc, ele sînt strîmbe, ieșite în afară sau înglobate mult în interior, nesolidarizate suficient cu armătura din interiorul elementului, neplane etc.

Proiectanții se feresc, în aceste cazuri, să dea soluții sau, cînd le dau, sînt tîrzii, toată lumea fiind pusă în fața faptului împlinit, rezolvat cum s-a putut, cu mai multă sau mai puțină competență, la fața locului. În această situație, proiectanții nu consfințesc starea de fapt și preferă să tacă sau cel mult să facă o notă cu caracter general că nerespectarea întocmai a proiectelor la execuție se face pe răspunderea executantului.

Prinderile se vor realiza deci cu mari dificultăți, incorect și cu denivelări care duc la accentuarea denivelării plăcilor planșeului sau acoperișului, stricînd, nu numai aspectul, dar avînd ca urmare nerealizarea efectului de șaibă, iar la acoperiș, grosimi diferite ale straturilor de izolație, care în mod forțat, pe unele porțiuni, sînt complet eliminate.

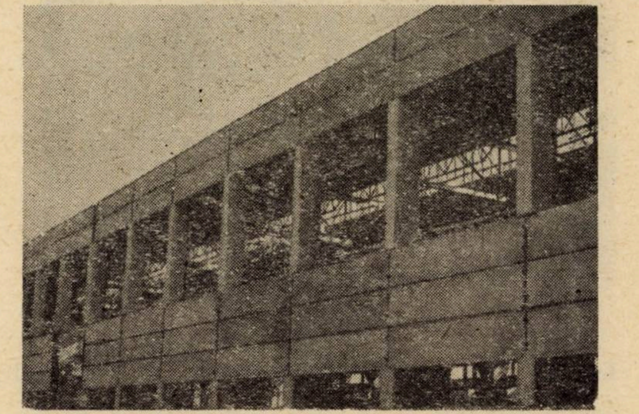


Fig. 15

În ce privește rezemarea acestor elemente, trebuie analizate variantele cu îngroșări ale zonelor de reazem, eventual prin diafragme de legătură între cele două grinzi ale elementului Π care să formeze și suprafața de rezemare — eventual numai cu matare, fără placă metalică.

Este foarte curent cazul cînd toleranțele dimensionale de proiectare nu pot fi respectate de fabrici și chesoanele propriu-zise sau elementele de planșeu au lățimi mai mari care împiedică, fără soluție convenabilă de rezolvare, montarea numărului de elemente prevăzut. Un exemplu orientativ : în loc de 2 × 9 elemente încap 2 × 8 elemente și mai rămîne un spațiu de 60 — 80 cm care nu poate fi acoperit cu chesonul de 1 m lățime.

Și în ceea ce privește suprabetonarea elementelor T sau Π la planșee este nevoie de prevederi suplimentare de normativ, cu precizări mai clare și de detaliu de armare în diferitele cazuri de betonare.

★

Referitor la îmbinările de la închiderile construcțiilor cu panouri de beton armat sau b.c.a. de diverse tipuri (fig. 15), problema încă nerezolvată satisfăcător, chiar prin proiecte, este modul de fixare a panourilor de scheletul de rezistență în ideea înglobării în stîlpii prefabricați a unor elemente de fixare a panourilor, ca : plăci metalice, buloane, cupoane de cornier etc.

Din practica de pînă acum s-a văzut că poziționarea suficient de corectă a acestor dispozitive nu s-a putut realiza nici chiar în mod întîmplător.

La aceasta se adaugă abaterile de la dimensiuni ale panourilor, care nu sînt nici ele de negli-

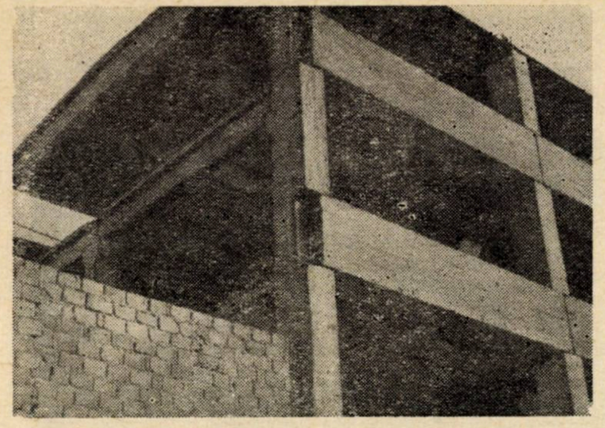


Fig. 16

jat, și ale poziționării plăcilor metalice de fixare a acestora de stîlpi (fig. 16).

Ca urmare, îmbinarea acestor prefabricate, în soluția gîndită, rămîne pur teoretică, neputîndu-se respecta decît într-o măsură foarte redusă, făcîndu-se în marea majoritate incorect, printr-o soluție foarte scumpă, care anihilează avantajele economice scontate pentru această metodă.

Nici rosturile nu prezintă o îmbinare corespunzătoare între panouri, care, oricum, de multe ori nu împiedică pătrunderea apei de ploaie din exterior.

Și această situație impune reanalizarea soluțiilor de închidere și adoptarea altor sisteme de fixare, care să evite, prin ele însele, deficiențele sistemelor actuale, eventual propunerile prezentate de C.I.P. după tipul Hebel.

★

Considerînd că îmbinarea a cîte două sau mai multe elemente prefabricate este un fenomen de serie, acesta poate fi considerat un ,,eveniment'' al unei ,,mulțimi'' și interpretat ca atare pe baze statistico-matematice moderne, ajungîndu-se astfel la obținerea unor rezultate și concluzii care ne arată unde trebuie să intervenim pentru a îmbunătăți nivelul calitativ al rezultatelor.

O primă constatare de mare însemnătate este că fenomenele la care ne-am referit se repetă, cu mici variații, la mai toate trusturile, pe baza soluțiilor date de diferite institute de proiectare, cu prefabricate livrate de diverși furnizori pentru orice destinație a halei.

Astfel, matematic se ajunge la concluzia că în actuala metodologie și tehnologie de execuție, deci în condițiile existente — utilaje, materiale, proiecte, nivel tehnic, cointeresare materială, om etc. — nu se pot obține rezultate simțitor mai bune.

Este deci obligatoriu să se schimbe esențial elementele determinante ale acestei realități sau să ne mulțumim, cel puțin o perioadă determinată de timp, cu această realitate, la nivelul tehnic și randamentul actual, dacă un nivel tehnic superior al acestor realități este neeconomic de realizat.

Este cunoscut că, în orice domeniu de activitate, rezultatele cele mai bune nu se obțin decît prin : a) superioritatea bazei tehnico-materiale și b) concepția, adică inteligența folosită, în cazul acesta cercetarea și proiectarea.

Concret, în cazul îmbinării prefabricatelor, unde s-a ajuns la un volum și un nivel tehnic destul de ridicate, rezultate mult îmbunătățite nu se mai pot obține decît prin :

a) — dotarea fabricilor și poligoanelor de prefabricate cu concepție tehnologică mai nouă și utilaje care să asigure realizarea prefabricatelor cu abateri dimensionale și de poziționare a armăturii mult chiar sub cele admise de diferite normative și norme interne în vigoare ;

— asigurarea unor mijloace moderne de transport, manipulare și montaj în numărul necesar rezultat din tehnologia folosită ;

b) noi soluții de îmbinare, concepute pe tehnologii și metode noi, dar care să fie analizate și rezolvate pînă în cele mai mici amănunte încă de la concepție și proiectare. Aceste soluții și proiecte pe care le așteptăm să nu fie generalizate decît după ce s-au realizat complet pe șantier și s-au urmărit în tot acest timp, sub toate aspectele, de INCERC sau institutul de proiectare care le-a elaborat.

Realizarea acestor deziderate : concepție superioară și tehnică nouă — mereu mai modernă — este desigur greu și foarte costisitor de realizat, dar fără aceasta, soluții cu rezultate spectaculos îmbunătățite nu există, iar forțarea indicilor și a parametrilor de execuție peste nivelul actual ar putea deveni contraindicată, prin rezultatele negative ce s-ar obține în calitatea execuției, prin această calitate înțelegînd riscul asumat al construcțiilor realizate.

Se pare deci că numai în urma unui studiu foarte amplu și a unei cercetări aprofundate, ținînd seama de aspectul economic și în funcție de calitatea acceptată a prefabricatelor, se va dovedi dacă este indicat sau nu un anumit gen de prefabricate și îmbinări și să se pretindă, dar mai ales să se poată obține, mai mult și mai bun în condițiile existente.

În orice caz, soluții noi mai simple, mai sigure, mai studiate și care să nu depășească posibilitățile curente ale șantierelor sau să nu necesite remedieri etc., sînt singurele căi care pot îmbunătăți situația și pot crea și constructorului condiții de a monta cu randament sporit, economisind real manoperă și utilaj, față de procentele realizate în prezent.

În cele expuse pînă acum ne-am referit în special la situația de pe șantierele din trecutul apropiat și din prezent pentru două motive, și anume : primul — pentru că în continuare vom lucra cîțiva ani în mod foarte asemănător și cu dotarea de azi, în baza proiectelor deja elaborate în prezent, pentru a căror îmbunătățire, așa cum am arătat, avem stringente doleanțe imediate, și al doilea — pentru că tocmai de aspectele concrete de la execuție și mai ales de greutăţile şi deficienţele semnalate considerăm noi că trebuie ţinut în primul rînd seama la elaborarea proiectelor de perspectivă, pentru care cîteva soluţii au fost prezentate de antevorbitori. Sîntem în principiu de acord cu aceste soluţii, pe care le socotim interesante şi demne de a fi finalizate, dar atragem atenţia că numai cine cunoaşte foarte bine realitatea din execuţie sau, dacă nu o cunoaşte pe deplin, numai dacă supune permanent soluţiile propuse confruntării cu punctele de vedere ale executanţilor, poate suficient de realist şi de obiectiv să obţină soluţia optimă a noutăţii prezentate.

Este normal ca între execuţie şi proiectare să fie un decalaj, dar noi dorim ca proiectele de perspectivă să reprezinte soluţii posibile cu dotarea de care se dispune sau, dacă se cere o dotare specială, acest lucru să fie condiţionat din timp prin proiect şi să se poată asigura în prealabil dotarea cerută. Se pare că acest lucru este posibil, deoarece INCERC şi I.P.C. vor elabora, într-un an, doi, proiecte după care se va lucra pe şantier şi peste 5 — 10 ani.

Pentru a contribui la pregătirea calitativă a proiectării de perspectivă, considerăm că sînt binevenite şi următoarele acţiuni :

1. înregistrarea şi fotografierea activităţii unor şantiere de nivel curent, prin metode moderne, care să arate indicii reali pentru consumurile de manoperă şi utilaj, stagnările condiţionate şi cauzele acestora etc. ;

2. stabilirea unor rebuturi permise, diferite ca procent, inerente activităţii de construcţii, care în mod greşit, rău înţelese, fac să se folosească elemente prefabricate necorespunzătoare sau să se piardă o mare parte din timp cu camuflarea sau soluţionarea acestor cazuri, foarte adesea terminate prin imputări, care fac să treacă pe locul al doilea preocuparea pentru calitatea execuţiei ;

3. dotarea şantierelor cu utilaje pentru confecţionarea prefabricatelor grele, la nivelul fabricilor de prefabricate, deoarece această metodă se va extinde în continuare. Durata limitată a acestora, deci amplasarea şi amenajările provizorii ale acestor poligoane cer costuri şi consum de manoperă superiori indicilor planificaţi pentru fabricile de prefabricate.

CZU 666.972—417.5: 624.023.002.2

ELEMENTE SPAŢIALE DE STRUCTURĂ ETAJATĂ INTEGRAL PREFABRICATĂ DIN BETON ARMAT

Ing. **EMANOIL FOTIN**
INCERC

Vă rog să-mi îngăduiţi să prezint unele rezultate ale preocupărilor pe care le-am avut în ultimul timp în legătură cu stabilirea unor noi rezolvări ale structurilor etajate integral prefabricate.

Din acest punct de vedere, comunicarea nu se referă în primul rînd la îmbinări, ci la elemente de structură prefabricate, rezultate dintr-o anumită concepţie asupra poziţionării îmbinărilor.

Într-adevăr, avînd în vedere faptul că secţiunile în care sînt plasate îmbinările constituie puncte delicate, cu consecinţe importante asupra întregii structuri, se poate considera că elementul principal în rezolvarea unui tip de structură etajată integral prefabricată, amplasată în zone cu seismicitate ridicată, satisface o triplă condiţie (justă poziţionare, alcătuire şi realizare a îmbinărilor), coroborată de o tehnologie care să permită executarea şi montarea elementelor prefabricate a căror geometrie rezultă tocmai din poziţionarea îmbinărilor.

Plecînd de la această premisă, se consideră că în primul rînd este necesar să se asigure realizarea continuităţii materia-

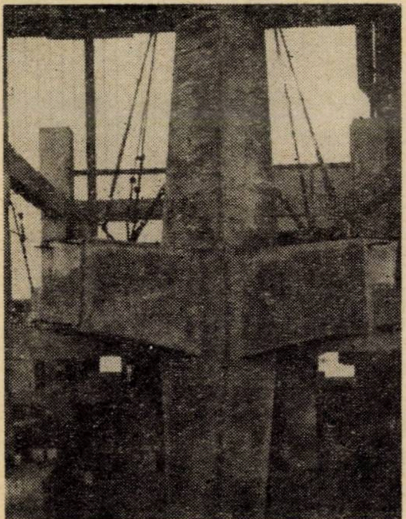


Fig. 1

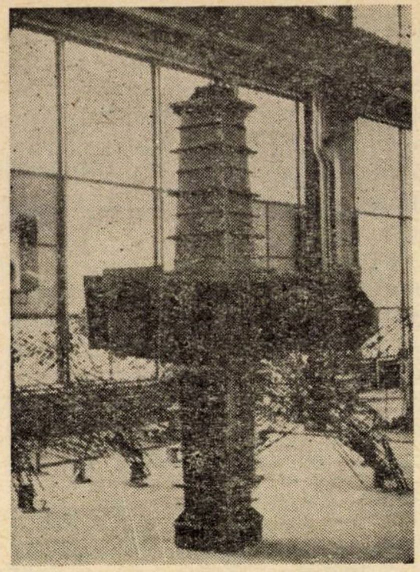


Fig. 2

lului şi deci scurgerea normală a eforturilor, cu deosebire în secţiunile de solicitare maximă ale structurii, care sînt la noduri.

Evitarea discontinuităţilor, adică, într-un fel, a îmbinărilor din aceste secţiuni este cu atît mai necesară cu cît însuşi calculul la cutremur al construcţiilor conţine elemente convenţionale, iar calculul de rezistenţă al îmbinărilor dintre elementele din beton armat la care se foloseşte sudura pieselor metalice este insuficient clarificat, literatura tehnică cu caracter normativ necuprinzînd date sau precizări suficiente în acest sens. Aceste realităţi, neluate în seamă, măresc fără îndoială gradul de risc.

În consecinţă, este logic ca îmbinările elementelor prefabricate să fie prevăzute în secţiunile în care momentele din cutremur au valori minime, adică la mijlocul grinzilor — longitudinale şi transversale — şi al stîlpilor.

Realizarea îmbinării în secţiunea de mijloc a grinzilor, adică acolo unde valoarea momentului din sarcini gravitaţionale este maximă, nu constituie un impediment serios, după cum a rezultat din unele experimentări; din contra, faptul că valoarea acestora se poate calcula precis, în timp ce valoarea momentului din cutremur este minimă, chiar dacă are caracter convenţional, constituie un avantaj care trebuie folosit în interesul asigurării siguranţei construcţiilor. Din aplicarea considerentelor enunţate rezultă un element spaţial în formă de cruce sau H.

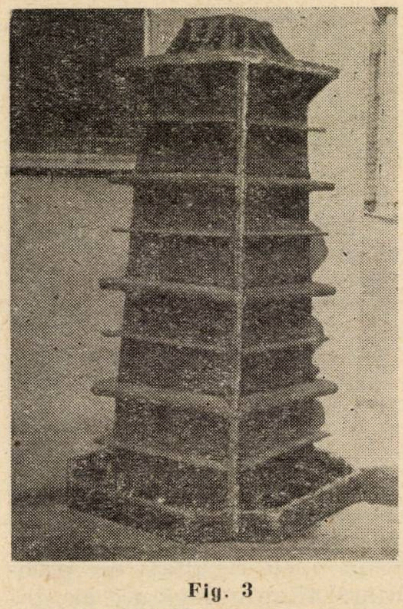


Fig. 3

Totuşi, faţă de posibilităţile actuale, elementele prefabricate pentru structuri industriale, astfel obţinute, prezintă, în ceea ce priveşte transportul şi montajul, dificultăţi care le fac practic inaplicabile, ceea ce ne obligă să facem unele concesii la cele afirmate anterior.

De aceea, pentru situaţia cînd elementele prefabricate de acest fel se execută la distanţe care presupun transportarea lor cu mijloace auto sau pe calea ferată, este necesar ca lungimea consolelor să fie mai redusă pentru a se înscrie în gabaritele respective. Această condiţie impune ca îmbinările să se facă în secţiuni mai apropiate de stîlpi, alegîndu-se în final punctele de moment minim din sarcinile gravitaţionale de pe grinzi şi mijlocul stîlpilor. Piesa care rezultă, realizată la INCERC, este de genul celei din figura 1.

Prin această soluţionare se menţine avantajul de a se evita îmbinările din nodurile cadrelor, obţinîndu-se piese ce

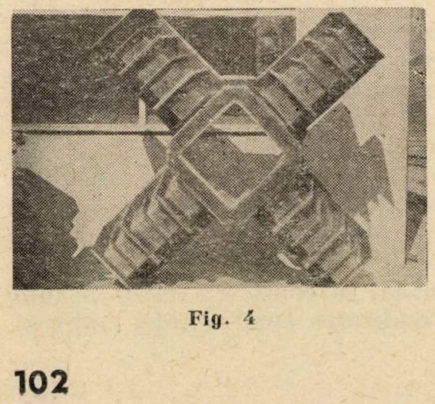


Fig. 4

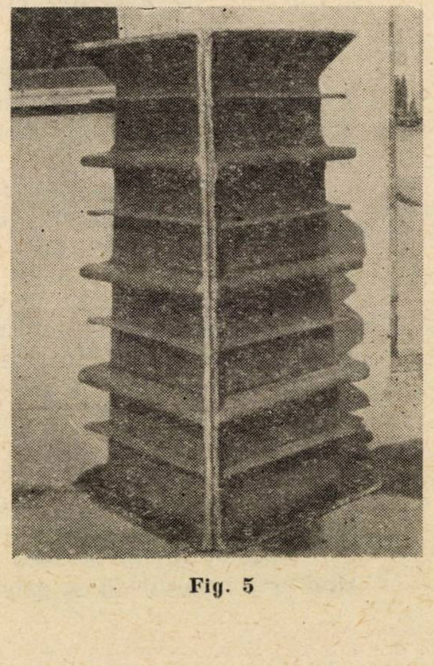


Fig. 5

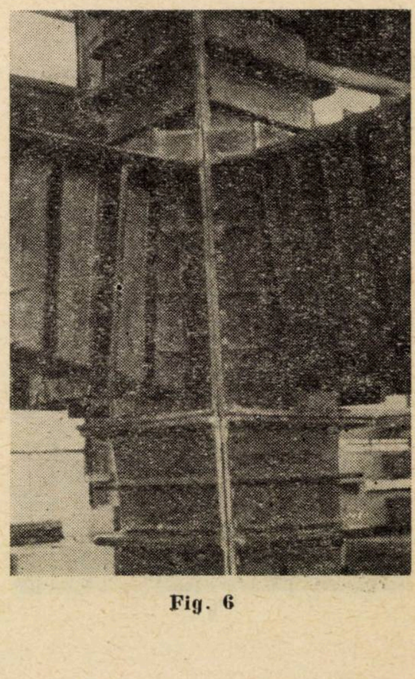


Fig. 6

pot fi uşor transportate pe calea ferată sau pe şosea, ceea ce conferă posibilitatea executării lor şi în mod centralizat.

Structura prefabricată se formează, aşadar — în plan orizontal — prin asamblarea crucilor spaţiale prin intermediul unor grinzi de legătură, iar în plan vertical prin suprapunerea lor.

Astfel de elemente au fost brevetate de o firmă din R.F.G. în urmă cu cca 3 ani, pentru construcţii civile; în U.R.S.S. se execută curent la realizarea blocurilor de locuinţe cu 10 niveluri, într-o regiune cu seismicitate de gradul 9, la Taşkent.

La noi în ţară le-am propus pentru prima oară în 1953, propunerea fiind reînnoită din 1968.

Atunci au fost propuse pentru locuinţe; astăzi le propunem şi pentru hale etajate.

Desigur că avantajele statice pe care le prezintă o structură alcătuită din astfel de elemente sînt evidente, dar, apărînd unele dificultăţi în realizarea lor, acestea au determinat pe mulţi ingineri, din care unii cu experienţă, să-şi exprime îndoiala în ceea ce priveşte posibilitatea execuţiei şi montării lor.

În aceste condiţii, mi-am propus să demonstrez că este pe deplin posibil a se executa şi monta prefabricatele de tipul celui prezentat, pentru ca, pe această bază, să se poată promova ideea, teoretic corectă, privind necesitatea adoptării soluţiei de structură integral prefabricată cu îmbinări situate în afara nodurilor.

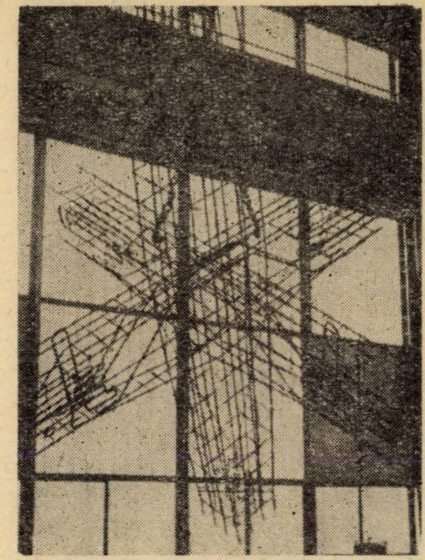


Fig. 7

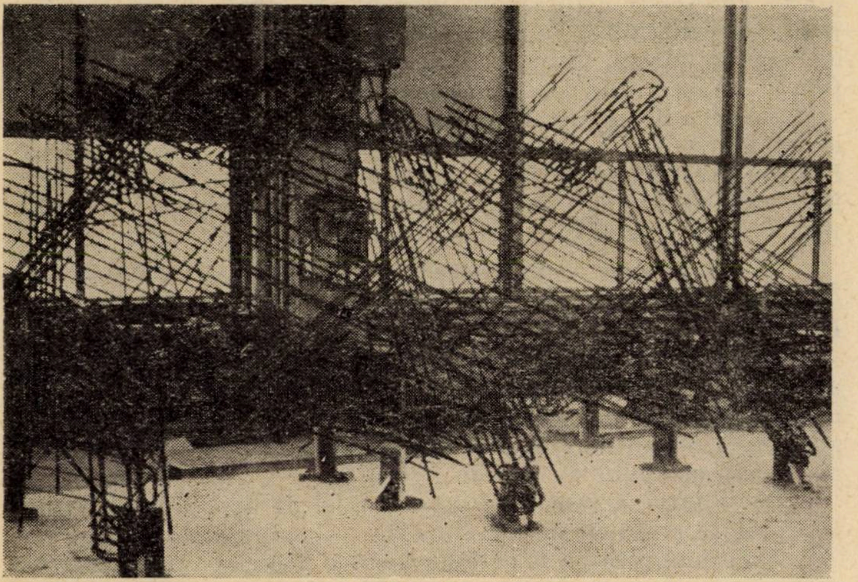


Fig. 8

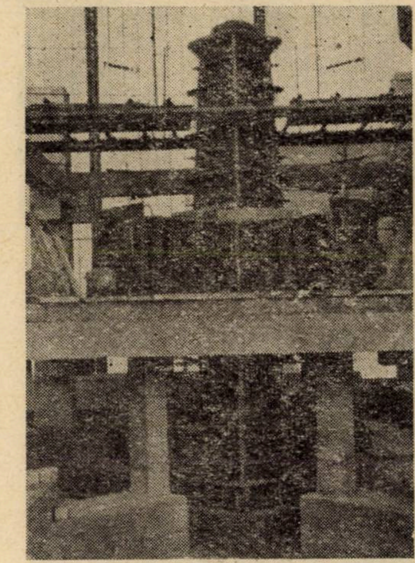


Fig. 9

Pentru experimentare ne-am propus a realiza o celulă de structură de 6,00 × 6,00 m în condiţii dintre cele mai dificile, şi anume :

— s-au ales secţiuni variabile, atît pentru stîlpi, cît şi pentru grinzi, destul de complicate pentru a verifica posibilitatea realizării cofrajului din P.A.S. şi a sesiza greutăţile în confecţionarea matriţei;

— s-au prevăzut armături cu diametru relativ mic pentru a se stabili posibilitatea realizării carcasei metalice prefabricate;

— s-au sporit dimensiunile secţiunilor pentru obţinerea unor piese mai grele, mai dificile la montaj.

Voi prezenta pe scurt unele elemente ale tehnologiei de execuţie şi montaj pe care le-am experimentat în cadrul INCERC.

În figura 2 se vede cofrajul elementului prefabricat în ansamblul lui. Este confecţionat din poliesteri armaţi cu fibre de sticlă — un material cu rezistenţe mari (1700—1800 kgf/cm^2)

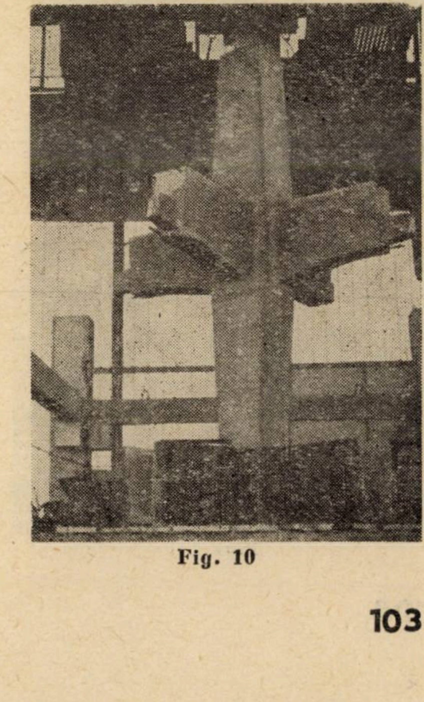


Fig. 10

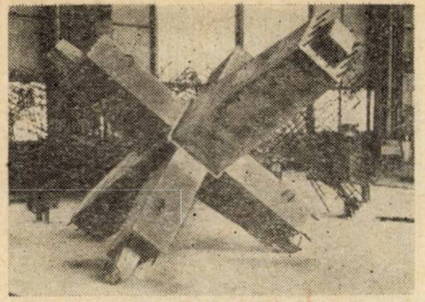


Fig. 11

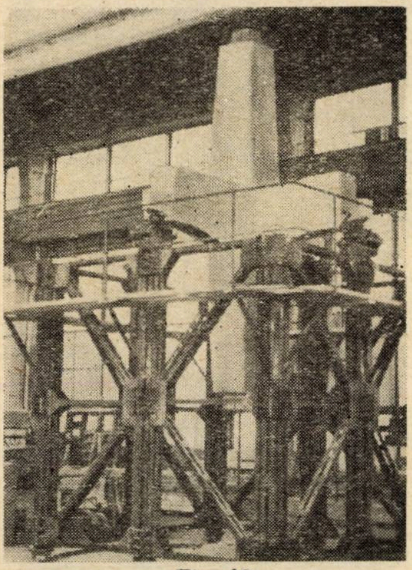


Fig. 12

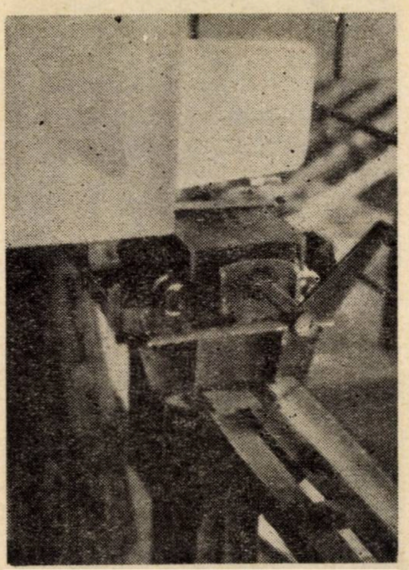


Fig. 13

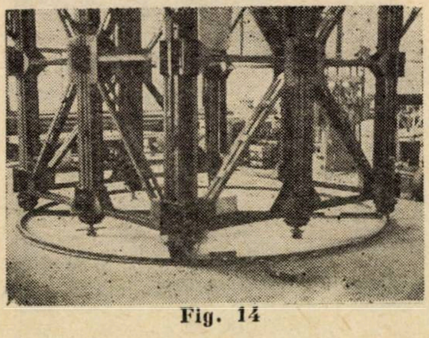


Fig. 14

— care permite realizarea unor forme oricît de complicate; confecţionarea s-a făcut după o tehnologie elaborată în institutul nostru de un colectiv condus de ing. A. Şandru, iar cofrajul a fost executat de fabrica „Izolatorul" după proiectul elaborat de INCERC şi cu asistenţa acestuia.

Cofrajul a fost proiectat din trei părţi, şi anume:

— cofrajul stîlpului superior (fig. 3),

— cofrajul rozetei grinzilor, inclusiv capacele aferente (fig. 4),

— cofrajul stîlpului inferior (fig. 5), cu capacul de bază.

După cum se vede, cofrajele sînt prevăzute cu rigidizări sub formă de nervuraţie, necesare pentru menţinerea formei.

Îmbinările se fac prin flanşe de lemn incluse în material, strînse cu buloane, realizîndu-se astfel o etanşare foarte bună (fig. 6).

Nu avem încă date referitoare la numărul de reîntrebuinţări ale cofrajelor executate din astfel de materiale şi utilizate pe şantiere sau în fabricile de la noi; în străinătate, în Franţa de exemplu, s-a ajuns la 1 000 de refolosiri, bineînţeles cu unele recondiţionări pe parcurs.

Preţul pe m^2 de cofraj este apropiat de cel al cofrajului metalic (1300 — 1600 lei/m^2), dar în final, datorită multiplelor refolosiri, acesta poate scădea la nivelul sau chiar sub preţul cofrajelor utilizate în prezent. În plus, datorită cofrajului, se realizează o suprafaţă de beton foarte frumoasă, avînd culoare uniformă, fapt care permite renunţarea la finisaje, fără a se face vreo concesie în ceea ce priveşte estetica.

Armăturile se realizează sub formă de carcasă spaţială, ca în figurile 7 şi 8. De remarcat faptul că prin procesul de realizare a acestora se obţine o perfectă poziţionare a armăturilor, fapt care constituie o condiţie de bază în realizarea unei îmbinări corespunzătoare.

În figura 9 se vede cofrajul montat pe platforma de turnare; deasupra se vede podina de pe care se toarnă stîlpul superior.

După decofrare, care s-a făcut, în general, uşor, cu excepţia capetelor grinzilor, pentru care s-a găsit remedierea cuvenită în timpul experimentării, elementul a fost scos din cofraj cu ajutorul podului rulant (fig. 10) şi depozitat în poziţia culcat (înclinat), aşa cum se vede în figura 11.

Se subliniază faptul că acest model de depozitare necesită o suprafaţă minimă, piesele fiind parţial suprapuse.

Sprijinindu-se pe capetele grinzilor şi ale stîlpului interior, care rămîn ascunse în beton, problema conservării muchiilor cu orice preţ nu se mai pune.

În ceea ce priveşte montajul, sistemul pe care-l preconizăm prezintă o particularitate, care constă în faptul că se foloseşte un utilaj auxiliar care susţine şi calează piesa prefabricată degajată din cîrligul macaralei, astfel încît aceasta nu este ocupată în procesul de montaj decît pentru aducerea şi plasarea prefabricatului pe eşafodajul metalic respectiv (fig. 12). Deci, în timpul poziţionării, sudării armăturilor şi monolitizării îmbinărilor, macaraua este utilizată la alte operaţii, inclusiv la montarea altui element, folosind un al doilea dispozitiv auxiliar de montaj.

Caracteristic pentru acest eşafodaj este faptul că poate fi folosit, nu numai pentru montarea pieselor prefabricate spaţiale, ci şi pentru montarea elementelor liniare (stîlpi, de exemplu), prin prevederea acestora cu dispozitive simple.

Eşafodajul metalic respectiv este alcătuit dintr-un cadru demontabil compus din opt panouri şi opt stîlpi; dintre aceştia, patru sînt portanţi (cei centrali), avînd prevăzute, la partea superioară, dispozitivele de reglare necesare asigurării poziţionării corecte în plan orizontal şi vertical a elementului prefabricat (fig. 13), iar la partea inferioară (fig. 14), dispozitivele de sprijin, avînd intercalate plăci de cauciuc cu rolul de a anula sau reduce la minimum eforturile din sudură, care pot avea valori foarte mari. Ceilalţi patru stîlpi (de colţ) au prevăzute la partea lor inferioară dispozitivele de rulare necesare rotirii eşafodajului, fie în vederea poziţionării acestuia în concordanţă cu axele principale ale structurii, fie în vederea scoaterii şi mutării lui la alt stîlp. Pentru deplasarea eşafodajului s-a prevăzut şina respectivă, care, şi ea, pentru transport, se poate desface în patru bucăţi.

Avantajele acestui sistem de montaj sînt următoarele:

● permite montarea elementelor prefabricate spaţiale de tipul descris, ca şi a elementelor liniare (stîlpi din beton armat sau metalici), ataşînd acestora dispozitive simple, pe timpul operaţiilor de montaj;

● asigură realizarea unor precizii de montaj superioare, pe cele trei direcţii de referinţă;

● permite oricînd, pe parcursul montajului, corectarea poziţiilor astfel încît să se respecte toleranţele prescrise;

● permite evitarea introducerii în structură a eforturilor reziduale din sudură, fapt care are consecinţe favorabile în ceea ce priveşte calitatea materialului, care rămîne nesolicitat, cît şi economia de metal, care, după literatura tehnică cea mai recentă, trebuie prevăzută sub formă de plase în capetele stîlpilor pe o lungime cuprinsă între 50 — 100 cm;

● reduce timpul necesar pentru realizarea unui montaj corect;

● asigură integral condiţiile de protecţie a muncii;

● este demontabil, permiţînd transportarea cu mijloace curente.

Eşafodajul l-am proiectat împreună cu ing. Gheorghe Vasile, ideea folosirii eşafodajului şi la montarea stîlpilor pentru hale-parter aparţinînd ing. Raul Popescu, ambii din INCERC.

Voi descrie şi ilustra pe scurt operaţiile de montaj al unei celule de structură constituită din cruci spaţiale, operaţii care s-au desfăşurat în curtea institutului nostru, fiind ajutat de inginerul stagiar Eugen Balosache.

În figura 15 se văd cele patru jumătăţi de stîlpi ai parterului; inelele din beton din jurul lor, necesare pentru pozarea şinii, simulează pardoseala parterului, respectiv planşeele intermediare. În figura 16 se vede poziţionat eşafodajul metalic şi elementul prefabricat plasat pe eşafodaj.

În figura 17 se vede eşafodajul rotit cu 45° şi, în continuare (fig. 18, 19, 20), etape din operaţia de scoatere a acestuia de pe amplasament.

Se subliniază că eşafodajul se îndepărtează fără să se aştepte monolitizarea îmbinărilor, fapt ilustrat în figurile 21, 22 şi 23.

Pentru obţinerea preciziei de montaj, în condiţiile reducerii la minimum a timpului de lucru necesar acestei operaţii, s-a lucrat cu doi topometri, făcînd staţii simultan pe direcţiile principale ale construcţiei, de-a lungul liniei stîlpilor. Trebuie arătat că dacă la montarea primului element au fost necesare, pentru calare, aproape 100 minute, la al patrulea stîlp au fost necesare numai 23, timp care se va scurta şi mai mult prin instructaj şi acumulare de experienţă, adică prin formarea de echipe specializate.

În ceea ce priveşte transportul, operaţiile de încărcare şi descărcare s-au desfăşurat fără nici un fel de greutate. Pe un treiler de 20 t (fig. 24) s-au încărcat două piese pentru asigurarea cărora s-au făcut unele legături simple şi s-au prevăzut plăcuţe sub punctele de sprijin pentru a nu se străpunge podina. Piesele au fost transportate pe drumuri de diferite categorii,

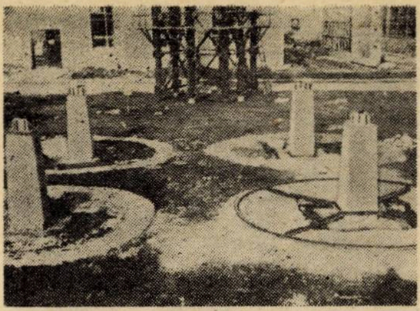


Fig. 15

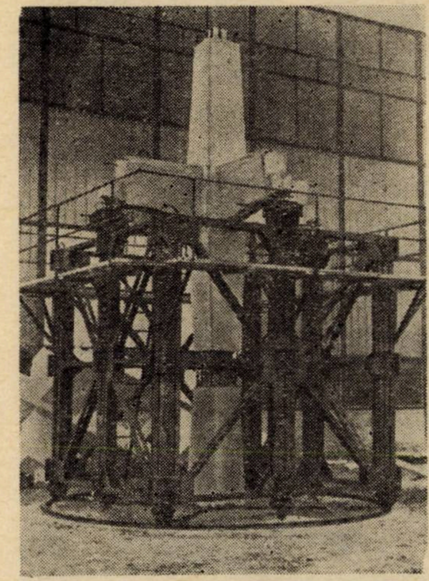


Fig. 16

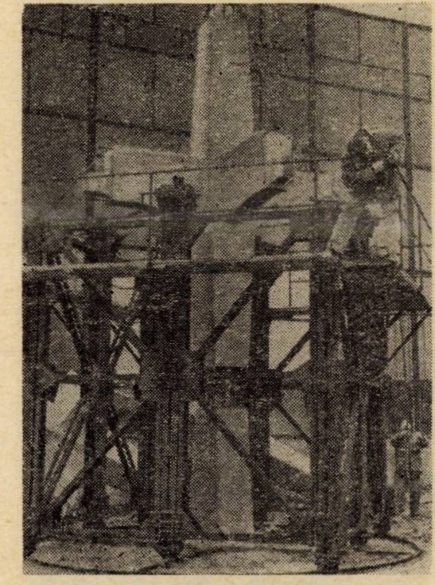


Fig. 17

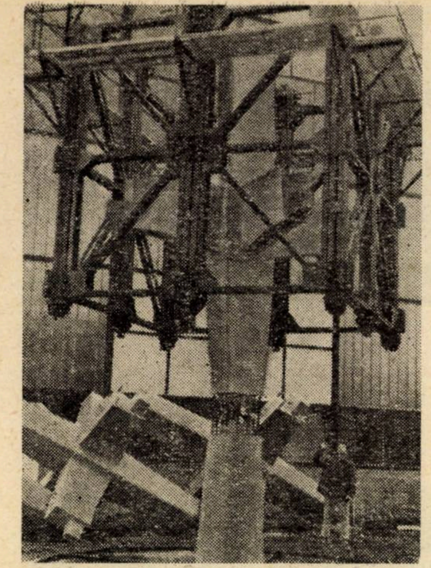


Fig. 18

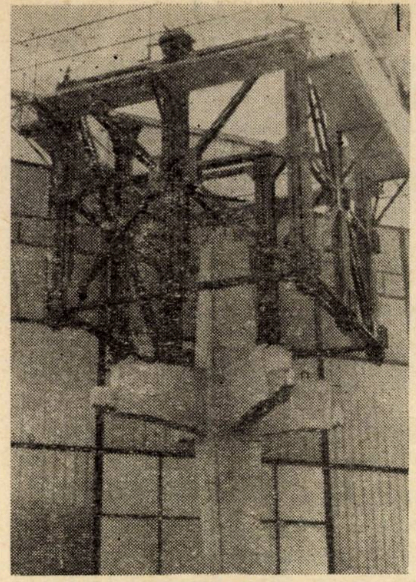


Fig. 19

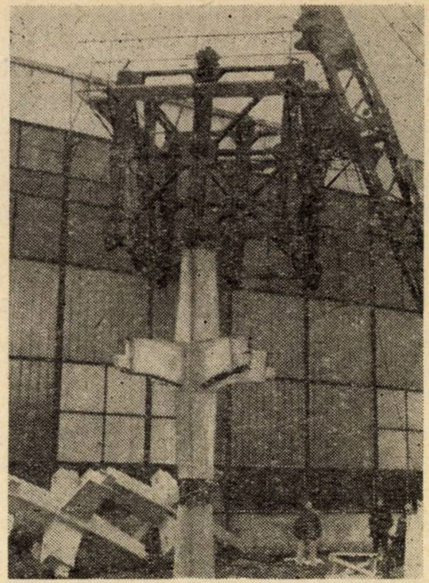


Fig. 20

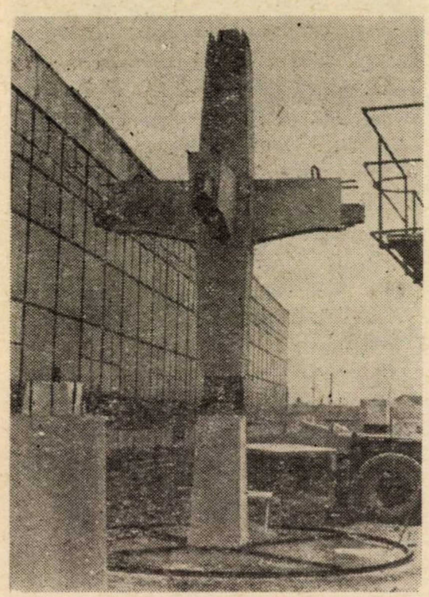


Fig. 21

constituindu-se o stabilitate perfectă, transportul decurgînd fără nici un fel de incident.

Se scontează pe faptul că, în condițiile proiectării unei structuri etajate alcătuite din astfel de elemente, greutatea maximă a elementului va fi de cca 6,0 t, față de 7,2 t ale celui experimentat, ceea ce va permite așezarea a trei bucăți pe treiler.

Cercetările efectuate de cercetătorii sovietici pe construcții cu șapte etaje realizate cu astfel de elemente au scos în evidență faptul că îmbinările stîlpilor trebuie să fie de continuitate, nu articulate.

În consecință, calculul unei structuri etajate integral prefabricate, constituită din elemente spațiale de genul celor propuse, adică cu noduri rigide, monolite, este identic cu cel pentru structura monolită.

Prin aplicarea soluției propuse se consideră că se vor obține următoarele avantaje tehnico-economice, în afara celui fundamental al comportării corespunzătoare la cutremur:

- sporirea gradului de eficiență economică a construcției, ca urmare a faptului că sistemul propus nu limitează numărul de niveluri, acesta fiind exclusiv în funcție de dotarea tehnică a întreprinderii;
- reducerea consumului de materiale deficitare: metal și lemn, prin eliminarea laminatelor din îmbinări folosite larg în actualele proiecte și folosirea cofrajelor din P.A.S.;
- sporirea gradului de prefabricare și reducerea timpului de montaj, cu consecințe favorabile în reducerea manoperei.

Toate aceste avantaje ne dau convingerea că realizarea structurilor în sistemul propus va contribui la îndeplinirea sarcinilor privind mărirea productivității muncii și scăderea indicilor de consum.

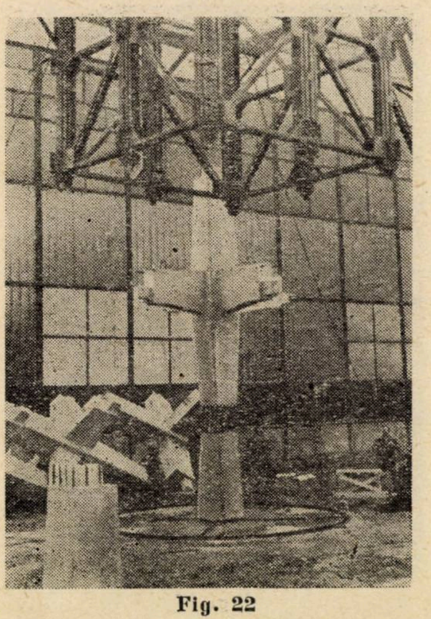


Fig. 22

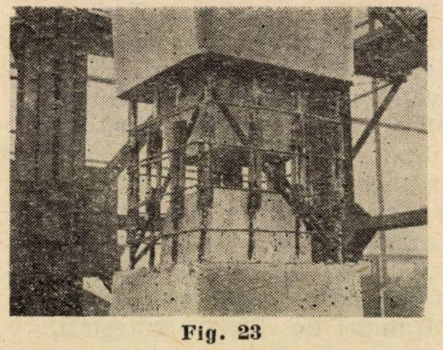


Fig. 23

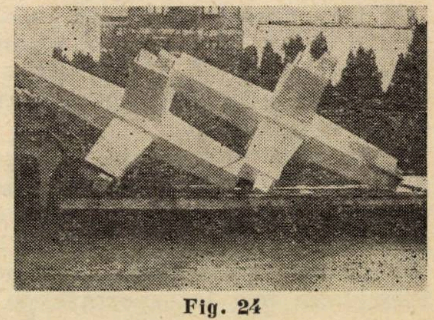
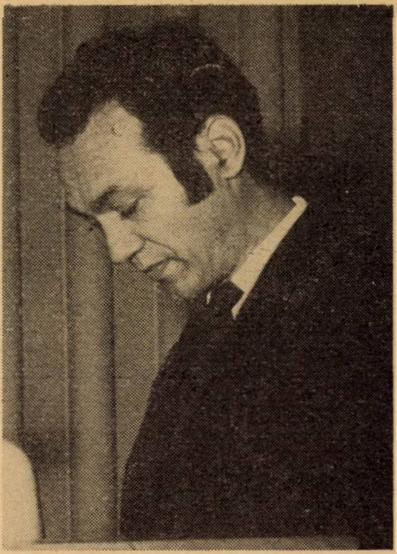


Fig. 24

CZ 624.023:624.012.36

ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE ÎN CÎMP ALE ELEMENTELOR DE STRUCTURĂ LA HALE INDUSTRIALE ETAJATE



Ing. **PAUL TEODORU**, ing. **ION BALTEŞ**
— IPROSIN —

IPROSIN are, în domeniul structurilor etajate prefabricate pentru hale industriale, o experienţă de aproape 4 ani de proiectare şi verificare practică în execuţie, ajungîndu-se în prezent la adoptarea curentă a acestora.

S-au proiectat numeroase variante de soluţii şi este de constatat că foarte rar se poate refolosi integral una din soluţii, fiindcă nu se poate găsi una care să răspundă în mod optim la numeroşii parametri care intervin (gabarit, tramă, sarcini, posibilităţi de montaj, sisteme uşoare de îmbinare cu toleranţe mari la montaj etc.).

Problema esenţială a prefabricării cadrelor este alegerea poziţiei punctelor de separare a elementelor, aceasta determinînd caracteristicile principale ale sistemului.

Utilizarea îmbinărilor de continuitate în cîmp duce la un sistem de cadre cu stîlpi dintr-o bucată cu console (pe o singură direcţie).

Principalele avantaje şi dezavantaje ale acestui sistem sînt :

Avantaje :

1. Realizarea unui număr redus de elemente.
2. Reducerea numărului de îmbinări (operaţii foarte dificile şi pretenţioase).
3. Duce la realizarea nodurilor cadrului în condiţii superioare chiar celor ale betonului monolit (turnare pe orizontală, vibrare în grosimea elementului etc.).
4. Reducerea numărului de bare de oţel-beton înnădite prin sudură.
5. Se realizează elemente de mare volum (stîlpii) care se montează în mod optim (utilajul are acces la locul de montaj — rază minimă de lucru) etc.

Dezavantaje :

1. Stîlpii (pentru lungimi mari) trebuie turnaţi la faţa locului.
2. Domeniul de folosinţă este limitat, pe înălţime, de lungimea şi greutatea stîlpilor (capacitatea mijloacelor de montaj şi eforturile care apar la manipularea lor).

În IPROSIN s-au folosit aceste soluţii la hale pînă la 5 niveluri şi $H = 20{,}0$ m, dar trebuie menţionat că acest domeniu limitat reprezintă, pentru noi, cel puţin 80% din volumul halelor etajate.

Avînd în vedere că prin utilizarea prefabricatelor de planşeu industrializate (TT şi fîşii cu goluri), care duc la încărcări pe o singură direcţie, rezultă faptul că îmbinările celor două tipuri de rigle (încărcate şi neîncărcate) se deosebesc esenţial, la acestea din urmă problema transmiterii forţelor tăietoare fiind mult mai uşor de rezolvat.

În acest material prezentăm cîteva tipuri de îmbinări de continuitate pentru riglele încărcate (riglele transversale ale cadrelor).

Una din îmbinările pe care le-am folosit cel mai mult (în diverse variante) este cea de tip chertat pe înălţime. În fig. 1 se vede una din variantele acestui tip de îmbinare.

Amplasarea acesteia în zona de momente minime face posibilă înnădirea numai a cîte două bare la partea superioară şi inferioară. Realizarea nodului pe şantier este destul de uşoară : înnădirea a 4 bare şi fasonarea etrierilor din zona de monolitizare, iar cofrajul nu are nevoie de susţineri. Partea mai dificilă a acestei înnădiri este executarea prefabricatelor datorită formei destul de complicate a capetelor acestora.

Principala deficienţă a acestui tip de îmbinare constă în consumul suplimentar de armătură necesar pentru transmiterea forței tăietoare în zona înnădirii. Noi nu am luat în considerare o conlucrare pentru această transmitere (frecare datorită compresiunilor din beton); acest lucru trebuie stabilit — calitativ și cantitativ — numai pe cale experimentală.

În fig. 2 și 3 se prezintă o vedere de ansamblu și una de detaliu la o hală realizată cu acest tip de îmbinare (tramă 7,5 × 6,0 — 5 niveluri, H = 20,0 m).

Se vede că la acoperiș am utilizat îmbinări pe stîlpi articulate (de tip uzual). Considerăm că la nivelul acoperișului nu este necesar să se facă îmbinări de continuitate (care sînt mai dificile), avînd în vedere solicitările mici de la acest nivel (în general, secțiunea și armarea stîlpilor fiind constructive) și, în plus, avînd astfel posibilitatea utilizării elementelor prefabricate industrializate pentru halele parter.

În fig. 4 se prezintă o structură de același gen, la care se vede folosirea la acoperiș a elementelor de mare suprafață.

În fig. 5 se vede rezolvarea riglelor (la structura de mai sus) pentru cazurile locale cu sarcini care depășesc pe cele curente și sînt de serie mică. Între consolele stîlpilor — teșite cu 10 cm pe verticală — se toarnă rigla monolit, înnădirile barelor (în zona de momente minime) făcîndu-se prin petrecere. Considerăm că acest tip de îmbinare (pe care am denumi-o îmbinare alungită) poate constitui o soluție sigură și ușor de realizat (mai ales pentru șantierele cu o mai slabă dotare tehnică și pentru zonele cu grad mare de seismicitate).

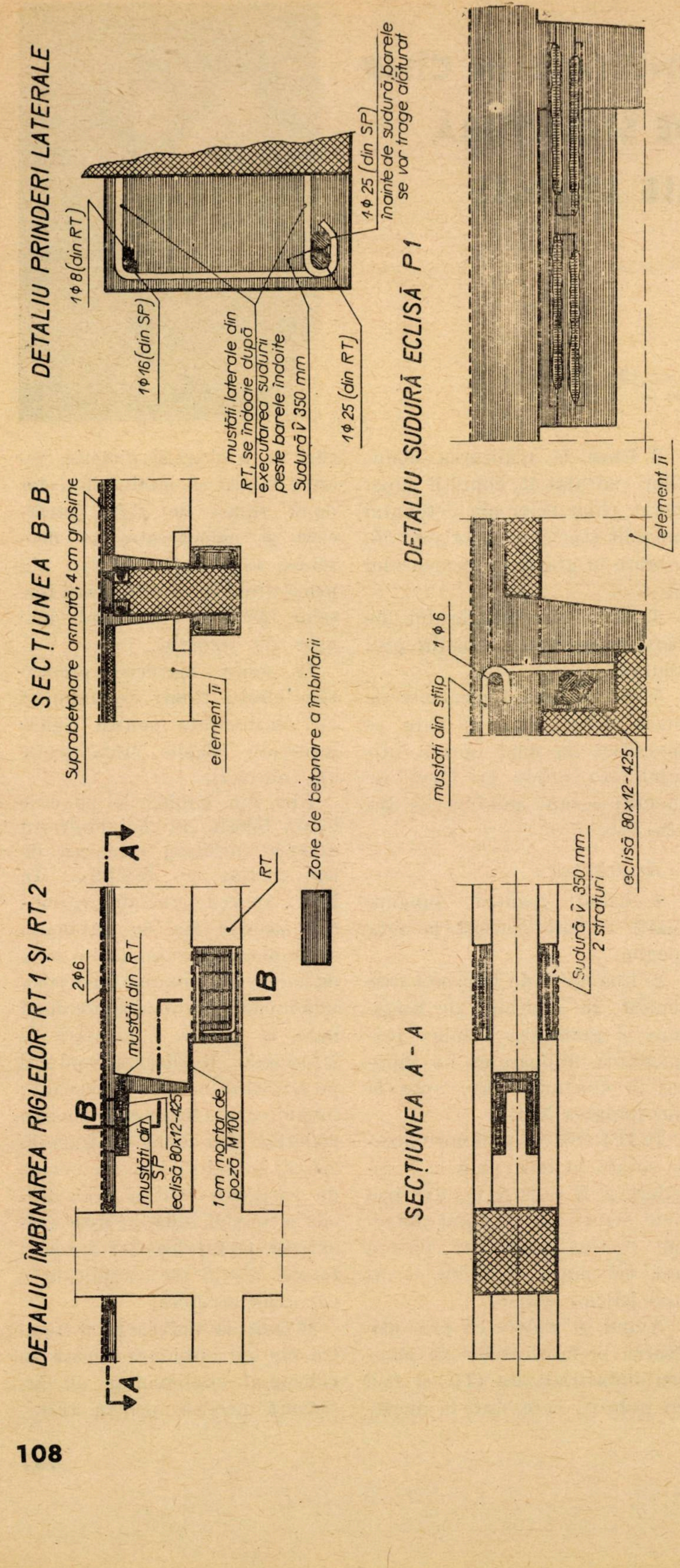

DETALIU ÎMBINAREA RIGLELOR RT1 ȘI RT2
A
A
B
B
2φ6
mustăți din RT
mustăți din SP
eclisă 80x12-425
1cm mortar de poză M 100
RT
Zone de betonare a îmbinării
SECȚIUNEA B-B
Suprabetonare armată, 4 cm grosime
element π
DETALIU PRINDERI LATERALE
1φ8 (din RT)
1φ16 (din SP)
mustăți laterale din RT, se îndoaie după executarea sudurii peste barele îndoite
Sudură ∇ 350 mm
1φ25 (din RT)
1φ25 (din SP)
înainte de sudură barele se vor trage alăturat
SECȚIUNEA A-A
Sudură ∇ 350 mm
2 straturi
eclisă 80x12-425
mustăți din stîlp
1φ6
DETALIU SUDURĂ ECLISĂ P1
element π

Fig. 1 — Îmbinare de continuitate de tip chertare pe înălțime.

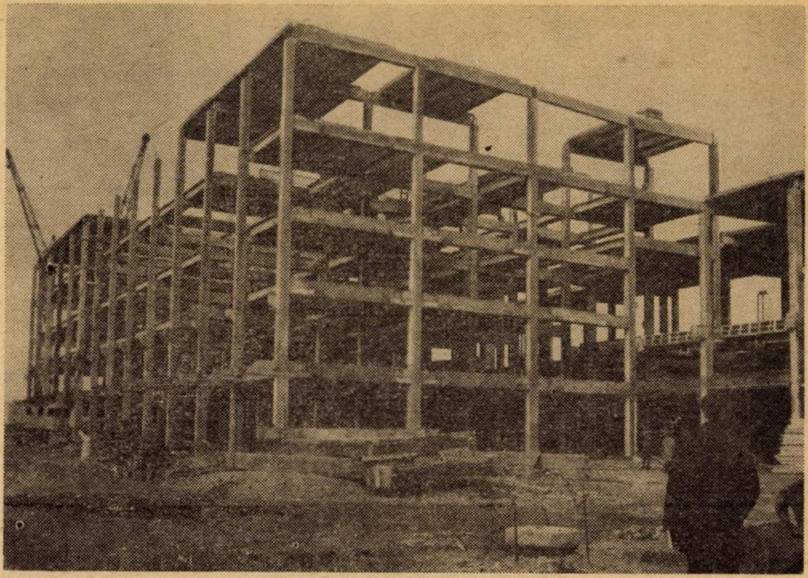


Fig. 2 — Hală industrială cu schelet din beton armat prefabricat cu îmbinări de continuitate în cîmp.

În susținerea afirmației de mai sus sînt de precizat următoarele:

— volumul de beton turnat la fața locului reprezintă un procent foarte mic;

— cofrarea se face la fel ca pentru cele două noduri care s-au contopit;

— se poate monta cîte un element de planșeu pe consolele stîlpilor și, cu o podină mobilă de inventar rezemată pe acestea, se asigură spațiul de lucru necesar fără nici o schelă;

— nu constituie o încetinire a ritmului de montaj, dacă analizăm desfășurarea în lanț a tuturor lucrărilor;

— trebuie să menționăm că această soluție a fost acceptată de foarte mulți constructori și că sînt în curs de realizare o serie de obiective.

În fig. 6 se arată o îmbinare la mijlocul riglelor (zona de momente medii și forțe tăietoare minime). Această îmbinare reprezintă o maximă simplitate — înnădirea cu eclise a celor 3 bare inferioare. Un dezavantaj important este lungimea consolelor. Rezolvarea acestui impediment se poate face, pe același principiu arătat mai sus, prin alungirea îmbinării prin care se elimină și necesitatea sudurii.

În fig. 7 se arată o îmbinare cu înnădirea armăturilor de tip Perederi și cu scaun metalic reglabil pentru rezemare la montaj. Este o îmbinare care elimină sudurile barelor, permite adaptarea la toleranțe mari de montaj, dar, evident, cu un consum sporit de armătură.

Soluțiile de îmbinări de continuitate în cîmp au ca scop principal reducerea numărului de bare îmbinate prin sudură (contrar sistemelor de îmbinare pe reazem), și aceasta din următoarele motive:

1. La îmbinările pe reazeme, pe lîngă concentrarea inevitabilă a armăturilor (datorită eforturilor maxime), acestea se sporesc și cu volumul ecliselor și, în final, se obține o slabă acoperire cu beton și deci o slabă ductilitate.

2. Pe cale experimentală s-a constatat că, la înnădirile cu eclise, barele se rup alături de acestea (datorită topirii parțiale și modificării structurii oțelului în timpul sudurii, barele au o rezistență capabilă redusă și menționăm că acest

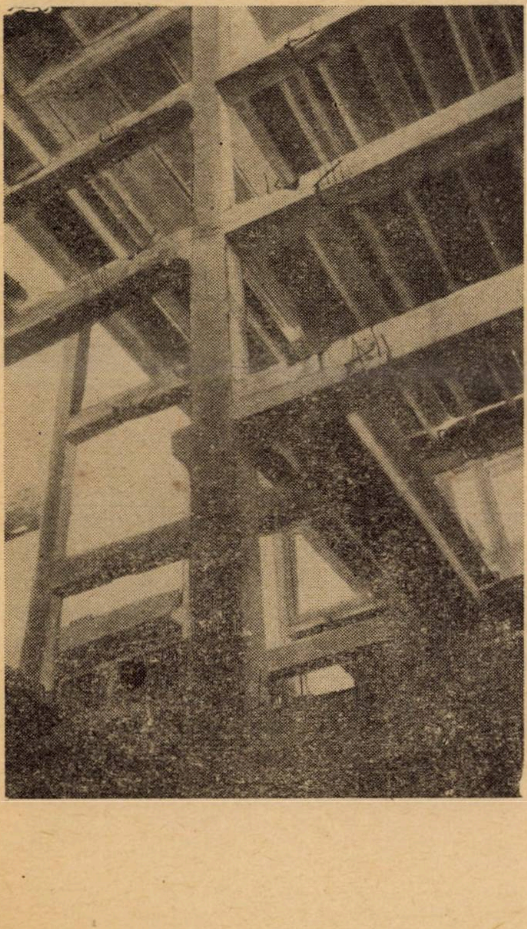


Fig. 3 — Detaliu de structură în faza de montaj.

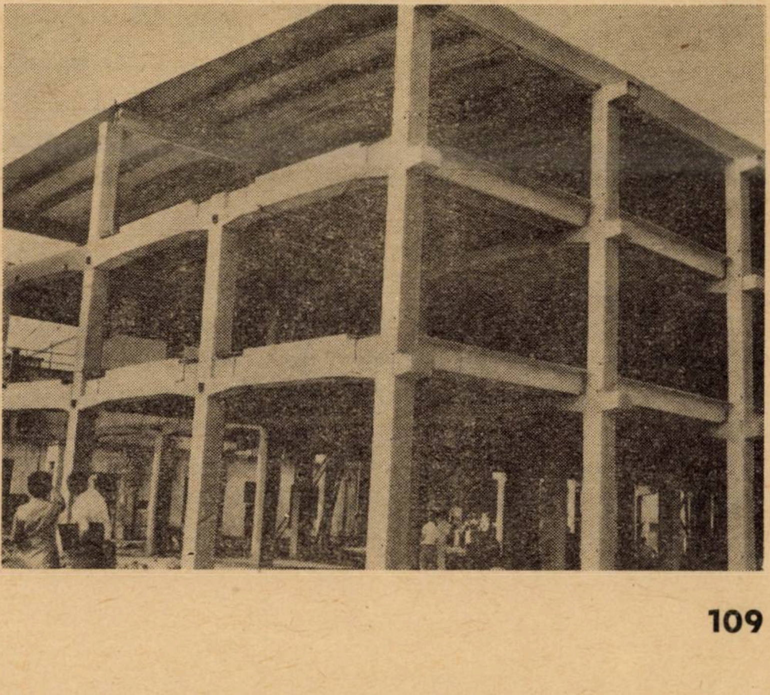


Fig. 4 — Hală industrială etajată cu acoperiș din elemente de mare suprafață.

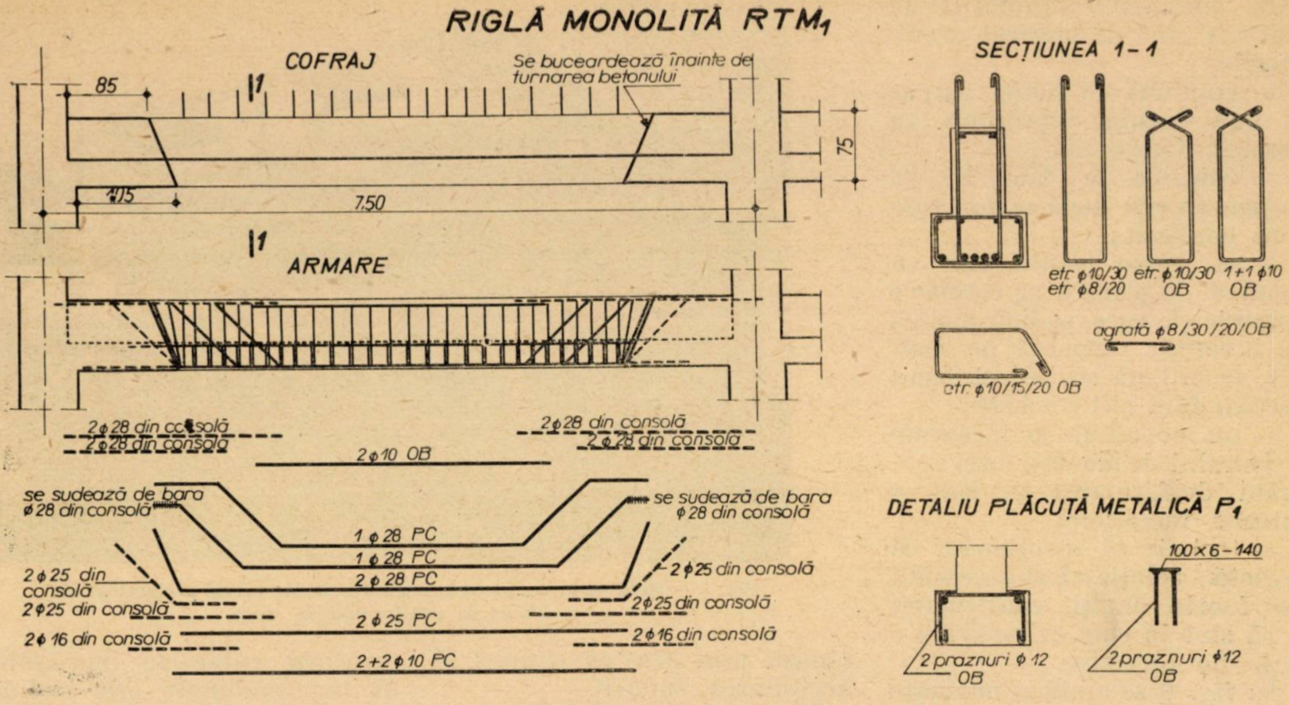

RIGLĂ MONOLITĂ RTM1
COFRAJ
Se buceardează înainte de turnarea betonului
85
1,05
7,50
75
1
ARMARE
2ϕ28 din consolă
2ϕ28 din consolă
2ϕ10 OB
se sudează de bara ϕ28 din consolă
1ϕ28 PC
1ϕ28 PC
2ϕ28 PC
2ϕ25 din consolă
2ϕ25 PC
2ϕ16 din consolă
2+2ϕ10 PC
SECȚIUNEA 1-1
etr ϕ10/30 etr ϕ8/20
etr ϕ10/30 OB
1+1 ϕ10 OB
agrafă ϕ8/30/20/OB
etr ϕ10/15/20 OB
DETALIU PLĂCUȚĂ METALICĂ P1
100×6-140
2 praznuri ϕ12 OB
2 praznuri ϕ12 OB

Fig. 5 — Sistem cu riglă monolită (îmbinare prelungită)

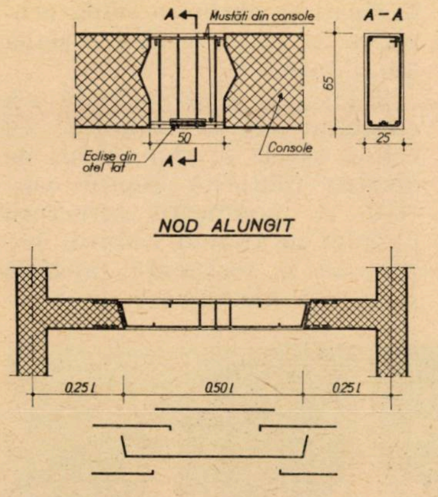

A
Mustăți din console
A-A
65
50
25
Eclise din oțel lat
Console
NOD ALUNGIT
0.25l
0.50l
0.25l

Fig. 6 — Îmbinare la mijlocul riglelor

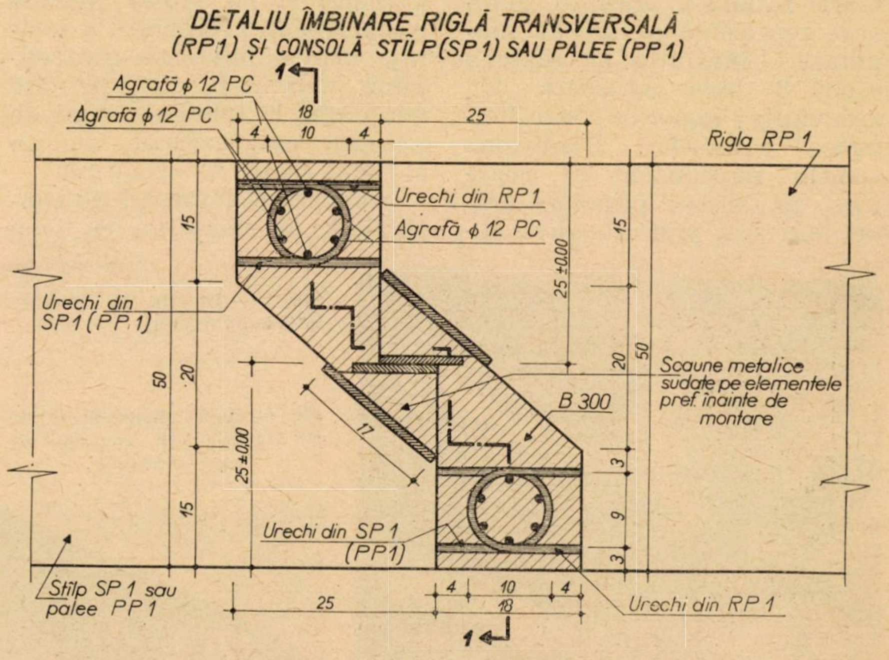

DETALIU ÎMBINARE RIGLĂ TRANSVERSALĂ (RP1) ȘI CONSOLĂ STÎLP (SP1) SAU PALEE (PP1)
Agrafă ϕ 12 PC
Agrafă ϕ 12 PC
1
18
25
4
10
4
Rigla RP 1
Urechi din RP1
Agrafă ϕ 12 PC
Urechi din SP1 (PP1)
15
50
20
25±0.00
Scaune metalice sudate pe elementele pref. înainte de montare
B 300
17
3
9
Urechi din SP 1 (PP1)
Stîlp SP 1 sau palee PP 1
Urechi din RP 1

Fig. 7 — Îmbinare cu înnădiri de tip Perederi

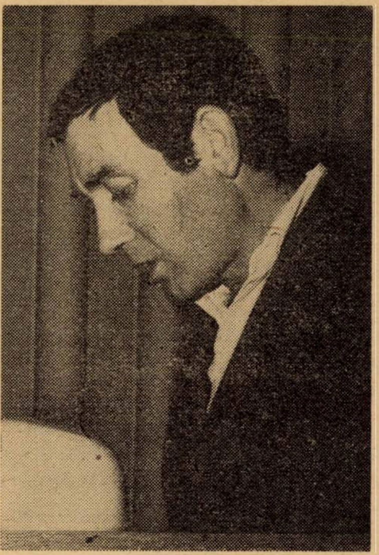
lucru nu este pevăzut în nici o normă oficială).

3. Înnădirile cu sudură se fac în condiții extrem de dificile și necesită sudori de înaltă calificare.

Problema îmbinărilor de continuitate (și a conlucrării elementelor din acestea) este complexă; pentru ea nu există datele necesare de calcul și trebuie rezolvată mai întîi pe cale experimentală. S-a trecut la proiectarea halelor etajate cu structuri prefabricate (din necesități stringente ale economiei naționale), fără a se respecta fluxul normal: cercetare — tipizare — proiectare. Considerăm necesară selectarea îmbinărilor realizate pînă în prezent (și care s-au verificat în practică cel puțin la solicitările gravitaționale) și apoi încercarea și tipizarea lor.

CZ 624.042.7:624.072.333

CONDIŢII DE VERIFICARE EXPERIMENTALĂ A NODURILOR DE CADRE ETAJATE PENTRU REGIUNI SEISMICE



Ing. **GHEORGHE ŞERBĂNESCU** ing. **MIHAIL PACHIŢAC**
şi ing. **EMANOIL FOTIN**
INCERC

Analizarea comportării construcţiilor la acţiunea solicitărilor seismice ridică probleme deosebit de complexe, care în prezent sînt insuficient rezolvate datorită, în special, lipsei de date experimentale. Rezolvarea acestor probleme impune deci lărgirea domeniului de cunoştinţe fundamentale prin efectuarea unor programe sistematice de cercetări experimentale.

Interesul pentru astfel de programe a crescut foarte mult în ultimii ani, fapt relevat de altfel de o serie de simpozioane ştiinţifice de specialitate, cu caracter internaţional, desfăşurate recent [1] ... [8]. În cadrul acestor simpozioane au fost prezentate primele rezultate sistematice obţinute pînă în prezent şi au fost dezbătute direcţiile de cercetare.

Pe de altă parte, cercetările experimentale au fost utilizate într-un cadru mai restrîns pentru verificarea unor soluţii particulare de structuri utilizate în proiectare. Astfel de verificări apar necesare în special la structuri prefabricate, datorită caracterului lor specific de sisteme cu un număr mare de puncte critice, şi sînt justificate de repetabilitatea de masă a acestor structuri. Nu există însă, pînă în prezent, o metodologie unitară de experimentare care să permită atestarea unei anumite soluţii, ceea ce face ca fiecare experimentare să reprezinte o problemă distinctă de cercetare.

Complexitatea problemelor de analiză a comportării construcţiilor la solicitări seismice derivă, în primul rînd, din caracterul dinamic, aleatoriu şi intens al acţiunii seismice. Simularea acestor acţiuni sau a efectelor lor pune problema studiului încărcărilor dinamice repetate de puţine ori. Spre deosebire de încărcările statice şi de intensităţi moderate, repetate de un număr mare de ori pînă la oboseală şi care sînt relativ bine studiate, în cazul încărcărilor dinamice intense, repetate de un număr mic de ori, studiile existente sînt încă insuficiente [2], [5], [6].

Caracterul aleatoriu al solicitărilor seismice şi al caracteristicilor structurale face ca şi răspunsul structurii să prezinte un pronunţat caracter aleatoriu. Pe de altă parte, evaluarea corectă a siguranţei structurilor solicitate seismic impune o abordare bazată pe concepte probabiliste. Utilizarea unor astfel de metode necesită informaţii asupra comportării structurilor în diferite stadii de solicitare şi, în final, asupra mecanismului de rupere.

Metodele practice de analiză utilizate în prezent se bazează pe reprezentări foarte simplificate, care nu sînt capabile de a furniza o imagine reală asupra comportării construcţiilor prefabricate la solicitări seismice intense. Specific acestei comportări este faptul că structura efectuează incursiuni rapide în domeniul plastic. Metodele practice de calcul se bazează pe reprezentarea acţiunii seismice prin încărcări convenţionale care condiţionează comportarea construcţiei în domeniul elastic. Utilizarea unor metode mai avansate de calcul neliniar nu poate fi promovată, în viitor, decît în măsura în care se va dispune de date experimentale asupra comportării în domeniul plastic a construcţiilor sau elementelor prefabricate.

Necesitatea cercetărilor experimentale este impusă şi de experienţa foarte redusă de care se dispune în prezent asupra comportării construcţiilor prefabricate în timpul cutremurelor puternice.

Construcţiile industriale în cadre prefabricate pun în mod special probleme deosebite din punctul de vedere al comportării la acţiuni seismice, atît datorită caracterului spaţial al solicitării, cît şi posibilităţii apariţiei articulaţiilor plastice pe stîlpi, lucru în general evitat la alte tipuri de structuri.

Cercetarea experimentală a unei construcţii prefabricate în cadre etajate, la solicitări de tip seismic, poate fi realizată în prezent în mai multe moduri, după complexitatea programului propus şi a dotării existente.

Modul optim de încercare se poate realiza pe structuri la scară naturală, dar necesită dotări speciale şi este relativ costisitor.

O posibilitate mai uşor de realizat practic este încercarea unor subansambluri structurale, care să conţină elementele de bază ale structurii şi să permită reproducerea cît mai corectă a eforturilor care apar în secţiunile critice, în general localizate în îmbinări (fig. 1). Alegerea acestor scheme trebuie să ţină seama de posibilităţile de simulare a acţiunii combinate a încărcărilor gravitaţionale (fixe) şi a încărcărilor seismice în diferite stadii de solicitare. În acest scop este necesar să se analizeze structura pe scheme deformate şi să se considere posibilităţile de redistribuţie a eforturilor; de asemenea, din acest punct de vedere este preferabilă alegerea unor scheme static nedeterminate.

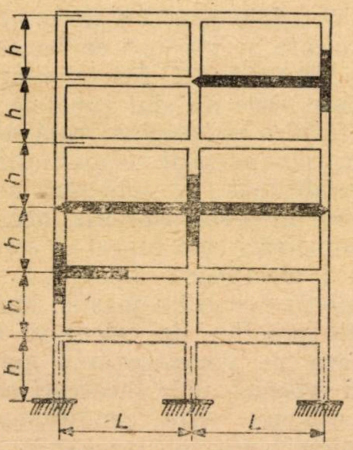


Fig. 1 — Structuri şi subansambluri structurale

În fig. 2, 3 şi 4 este prezentată schema aleasă pentru încercarea unui ansamblu stîlp-grindă de colţ, în cazul în care stîlpul este considerat critic. Încărcarea variabilă care simulează efectele seismice se aplică la capătul liber al grinzii în consolă.

O schemă diferită este prezentată în fig. 5 pentru încărcarea unui subansamblu stîlp central — grindă, în cazul în care grinda este considerată critică. Încărcarea se aplică la partea inferioară a stîlpului, care are posibilitatea de deplasare pe orizontală.

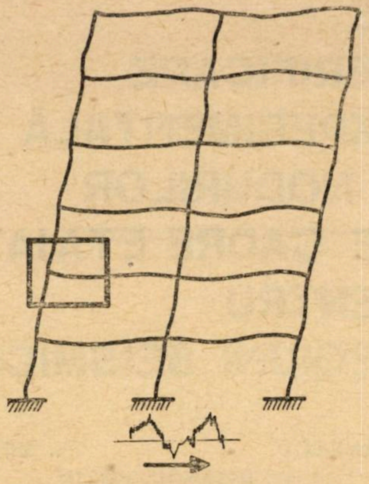


Fig. 2 — Structură sub acţiunea solicitărilor seismice

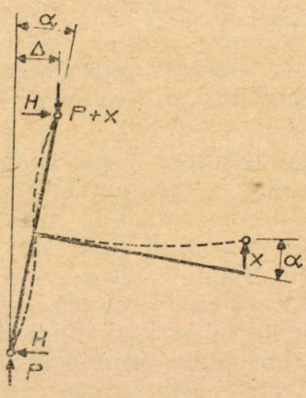


Fig. 3 — Subansamblu stîlp colţ-grindă

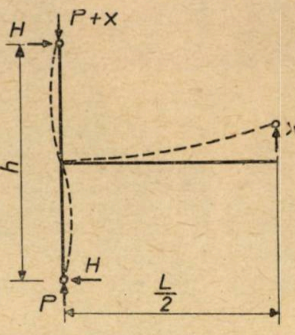


Fig. 4 — Schema de încărcare

Încercările trebuie efectuate cu încărcări ciclice aplicate static sau dinamic. Modul în care poate fi simulată încărcarea seismică este ilustrat în fig. 6. Prezintă importanţă să se aplice, atît cicluri reduse de solicitări, modelînd cutremure de slabă intensitate, cît şi cicluri de intensităţi pronunţate, care pot apărea în timpul cutremurelor puternice. Este semnifi-

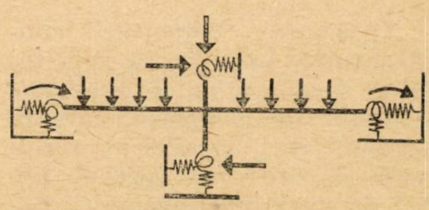


Fig. 5 — Subansamblu stîlp central-grindă. Schema de încărcare

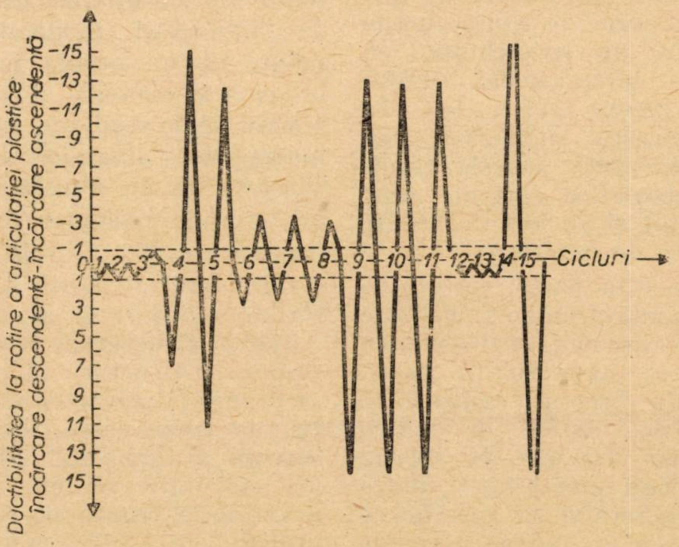


Fig. 6 — Simularea încărcărilor seismice

cativ faptul că încărcările repetate, chiar de intensități moderate, trebuie să includă și cîteva cicluri care pot duce la depășirea limitei elastice, pentru a se modela situația reală în care chiar cutremurele de intensitate slabă pot duce la degradări cumulative.

Aplicarea încărcărilor repetate trebuie făcută cu ajutorul unor prese pulsatoare acționate după programe, capabile de a modela sau chiar de a reproduce încărcările de tip seismic. Succesiunea diferitelor cutremure modelate în cadrul unui program este deosebit de importantă, deoarece energia disipată de structuri depinde de istoria încărcării.

Datele experimentale se obțin prin încărcare și înregistrarea deplasărilor de translație și rotație ale diferitelor elemente componente din subansamblul structural și prin măsurarea deformațiilor care apar în secțiunile critice (în general, noduri și îmbinări).

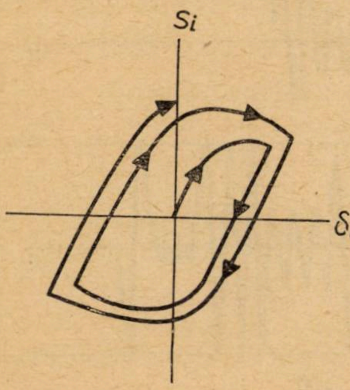


Fig. 7 — Oboseala la număr redus de cicluri

Rezultatele care prezintă, în primul rînd, interes din punct de vedere practic sînt cele ce se referă la rezistența, rigiditatea, ductilitatea și capacitatea de amortizare în secțiunile critice sau în structura în ansamblu, în diferitele stadii de solicitare pînă la rupere.

Informații asupra acestor caracteristici pot fi obținute în special din diagramele solicitare-deformare, care, în cazul încărcărilor repetate, prezintă bucle de hysterezis.

În fig. 7 se prezintă o astfel de diagramă caracteristică pentru cazul ruperii la solicitări ciclice repetate de puține ori. Fig. 8 ilustrează alura curbei caracteristice în cazul unui mecanism de rupere prin degradări progresive. Fig. 9 prezintă diagrama caracteristică comportării elementelor de beton armat solicitate de o încărcare monoton crescătoare (curba punctată) și de o încărcare ciclică nereversibilă.

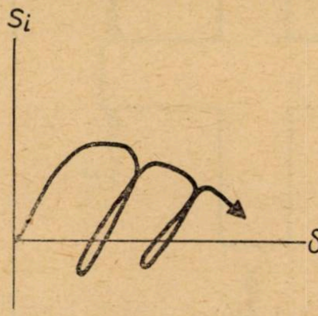


Fig. 8 — Rupere progresivă

Deoarece suprafața închisă de o buclă de hysterezis indică energia disipată de structură pe ciclu de solicitare, se poate determina ductilitatea structurii, cu alte cuvinte capacitatea de deformare în domeniul plastic la solicitări repetate, prin măsurarea suprafețelor obținute pentru diferitele bucle, pînă la rupere.

Pentru comportarea la solicitări seismice, ductilitatea reprezintă parametrul cel mai semnificativ, deoarece este direct legată de capacitatea structurii de a supraviețui cu succes unor solicitări seismice intense [9]. Fig. 10 ilustrează comparativ cazul unei structuri cu ductilitate mare și respectiv cu ductilitate redusă, la care ruperea curentă are loc pentru deformații relativ mici.

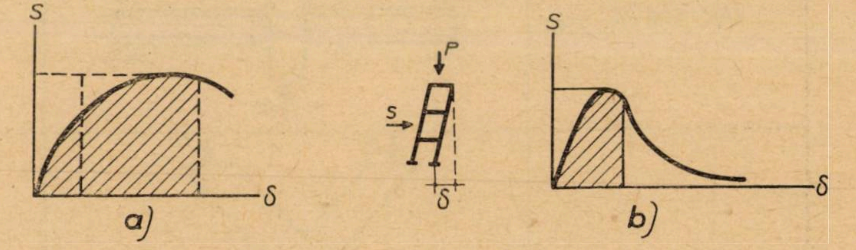


Fig. 10 — Capacitatea de disipare a energiei la structuri în cadre: a — ductilitate ridicată; b — ductilitate redusă

Interpretarea rezultatelor și utilizarea lor în practică pun problema construirii unei teorii de rupere în regim de solicitări repetate. În general, în acest domeniu, progresele realizate pînă în prezent nu permit decît adoptarea unor funcții liniare de tip Palmgren-Miner pentru reprezentarea degradărilor cumulative [10]. Aceste reprezentări au avantajul că implică teoretic reciprocitatea degradărilor. Cu alte cuvinte, degradările produse de o secvență de cicluri de solicitare sînt independente de ordinea secvențelor în programul de solicitare. În realitate, este necesară, însă, construirea unor curbe de degradare care să verifice aceste ipoteze și să furnizeze datele necesare evaluării siguranței structurii.

Tipul de programe experimentale, descris în linii mari în cele de mai sus, este în prezent adoptat pe scară largă pentru obținerea de date asupra comportării construcțiilor prefabricate în cadre la solicitări seismice.

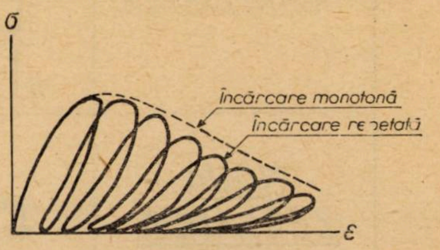


Fig. 9 — Curba hysterezis pentru încărcarea repetată la elemente de beton

În fig. 11 sînt arătate o serie de programe experimentale efectuate în ultimul timp în diverse țări pentru studiul comportării regiunii de îmbinare grindă-stîlp la solicitări repetate, cu cicluri de încărcare

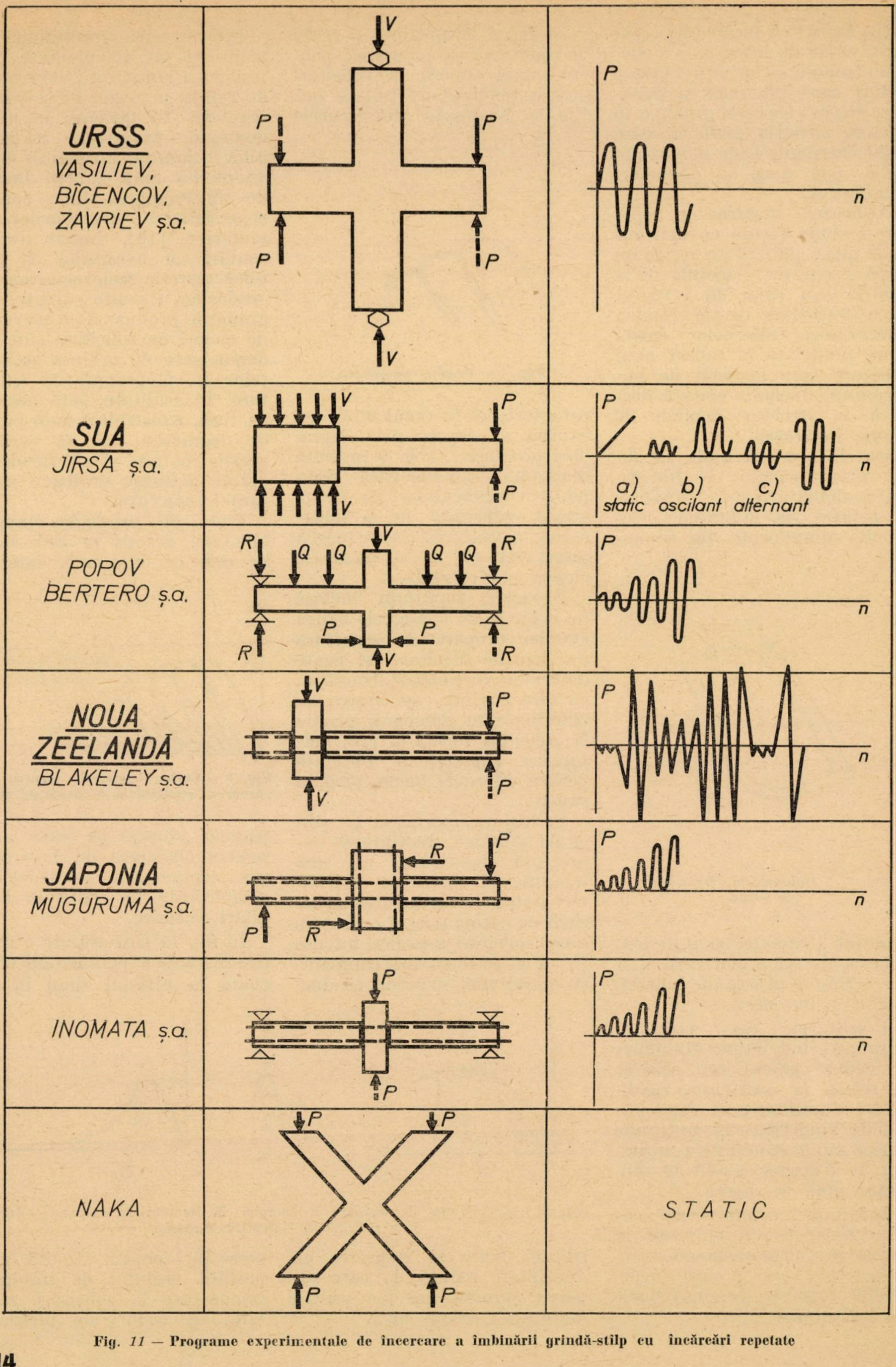

URSS
VASILIEV, BÎCENCOV, ZAVRIEV ș.a.
V
P
n
SUA
JIRSA ș.a.
a) static
b) oscilant
c) alternant
POPOV BERTERO ș.a.
R
Q
NOUA ZEELANDĂ
BLAKELEY ș.a.
JAPONIA
MUGURUMA ș.a.
INOMATA ș.a.
NAKA
STATIC

Fig. 11 — Programe experimentale de încercare a îmbinării grindă-stîlp cu încărcări repetate

oscilante sau alternante [5], [11], [12], [13].

După cum se vede, majoritatea au adoptat o schemă de încărcare static determinată, cu secvențe de încărcare oscilante, care furnizează o primă serie de informații fără a necesita dispozitive de încercare deosebit de complexe și costisitoare.

Între concluziile experimentărilor se arată necesitatea extinderii cercetărilor pentru a obține valori cantitative [12], pentru definirea unui model de calcul [13], cît și pentru a determina diferența de comportare între regimul de încărcare static și cel dinamic [5].

În țara noastră, testarea și omologarea pe bază de cercetări experimentale a noilor soluții de elemente prefabricate, în special pentru tipizare, a fost și este una din principalele preocupări ale INCERC.

Încercările, duse pînă la rupere, s-au efectuat de regulă la scară naturală și au urmărit, nu numai răspunsul la solicitări al elementului izolat, ci și comportarea legăturilor elementului în construcție, respectiv a îmbinărilor. În unele cazuri, studiul îmbinărilor s-a dovedit chiar mult mai important decît al elementelor propriu-zise, alcătuind în consecință obiectul unor programe experimentale speciale. Rezultatele cercetărilor s-au concretizat, atît prin introducerea în practică a soluțiilor specifice prefabricatelor omologate, cît și prin recomandări și îndrumări cu caracter general, normîndu se în acest fel unele principii generale de conformare constructivă și de calcul al îmbinărilor.

Începînd cu experimentările efectuate pe noduri de cadru acum peste 15 ani, care au contribuit la legalizarea autorizării prefabricării integrale, programele experimentale au fost permanent în concordanță cu evoluția sistemelor de construcție, contribuind la lămurirea unor aspecte impuse de noile soluții și permițînd definitivarea și generalizarea lor în practica construcțiilor prefabricate tipizate în țara noastră.

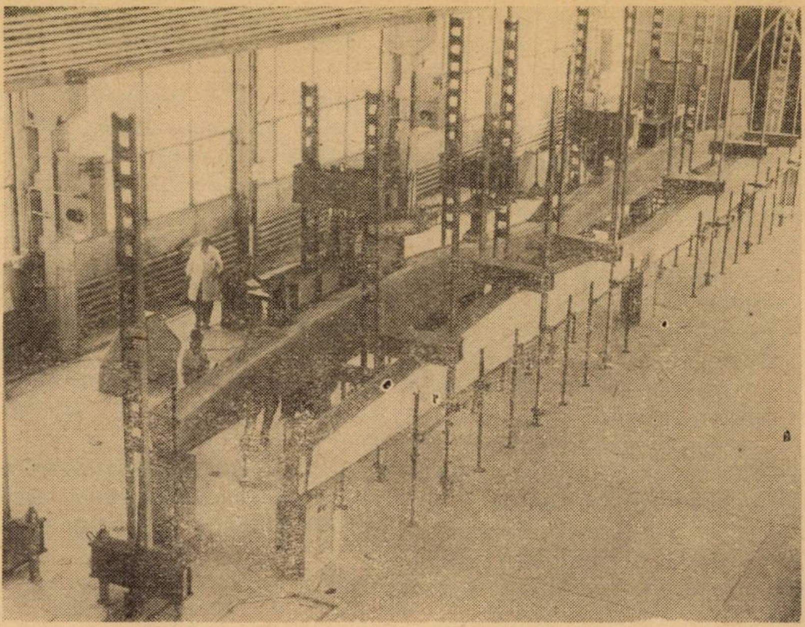


Fig. 12 — Încercarea ansamblului de două grinzi de 12 m cu continuitate (proiect IPC)

S-au studiat, astfel, îmbinările de continuitate prin petrecerea armăturilor la colțuri de cadre în structuri de hale parter și îmbinările de continuitate prin sudură în cochilie a armăturilor de rezistență de diametru mare.

Programe experimentale, mobilizînd importante resurse materiale, au fost necesare pentru omologarea noilor soluții industrializate de elemente principale din beton precomprimat pentru hale parter. S-au încercat, astfel, pînă la rupere — cu studierea comportării îmbinării peste stîlpul central — ansambluri de cîte două elemente de grinzi arc de 18 m, de grinzi cu inimă plină de 12 m (fig. 12), de grinzi cu zăbrele de 12 și 18 m.

O dată cu extinderea prefabricării la structurile etajate au apărut programe experimentale speciale. Astfel, pentru soluții cu structuri mixte, menționăm experimentările efectuate pe un ansamblu de două grinzi conlucrînd cu stîlpul (fig. 13), cu introducerea unor forțe

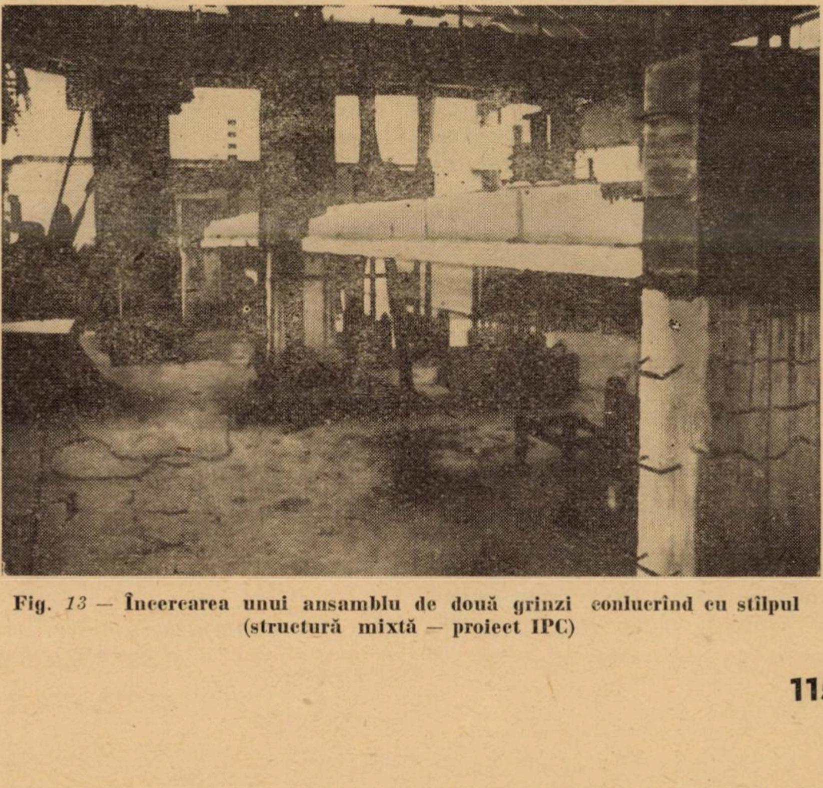


Fig. 13 — Încercarea unui ansamblu de două grinzi conlucrînd cu stîlpul (structură mixtă — proiect IPC)

orizontale prin stîlp, pentru a obține alternarea de semn la momentele de fixare pe reazemul central, ca și încercarea elementelor de planșeu (TT precomprimat, prefabricat de 12 m lungime cu suprabetonare) cu continuitate peste reazem.

La extinderea pe scară largă a structurilor etajate în cadre prefabricate, situate în zone seismice, lipsa experienței și a unor metode adecvate de calcul pentru solicitările din cutremur, atît pe plan mondial, cît mai ales în țara noastră (materiale, tehnologii), duce, în continuare, la necesitatea unor programe de experimentări complexe, care să contribuie la rezolvarea acestor probleme.

Atît experiența de pînă acum a INCERC, cît și datele comunicate de institutele de cercetare din alte țări au arătat însă că programele curente de cercetare experimentală, bazate pe încercări duse pînă la rupere cu încărcări aplicate static și monoton crescător, nu oferă posibilitatea diferențierii soluțiilor. Practic, toate nodurile de cadru — monolite sau prefabricate — concepute în conformitate cu prescripțiile și practica constructivă curentă, se comportă asemănător la încercări de acest tip, care nu oferă posibilitatea scoaterii în evidență a capacității de a răspunde și a se adapta solicitărilor ciclice și dinamice specifice acțiunii seismelor.

În consecință, INCERC — în paralel cu cercetările experimentale menționate anterior — s-a preocupat continuu de dotarea corespunzătoare cu utilaj și aparatură, astfel încît, începînd din anul 1972, a fost în măsură să înceapă un prim program experimental privind comportarea nodurilor de cadru pentru structuri de clădiri industriale etajate (proiect IPC) sub acțiunea unor solicitări repetate ciclic de tip seismic.

Acest program prevede încercarea de noduri plane, separat pe cele două direcții, unul cuprinzînd rigla transversală, care susține încărcarea planșeului, iar celălalt rigla longitudinală, neîncărcată de planșeu. S-a ales, pentru experimentare, un nod central între etajul 1 și 2.

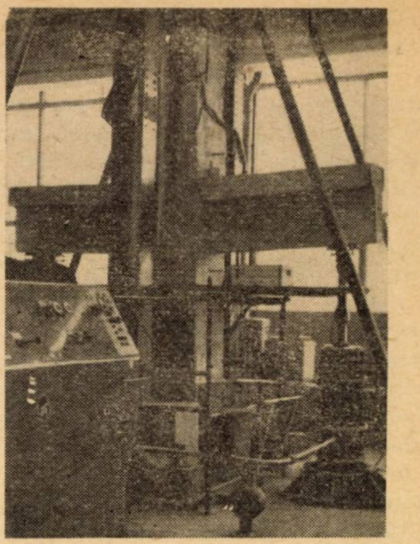


Fig. *14* — Încercarea unui nod pe direcție transversală (structură proiect IPC)

Elementele experimentale cuprind stîlpul între mijlocul a două niveluri și părți din riglă în consolă, avînd lungimea astfel aleasă încît raportul între moment și forța tăietoare în nod să fie — în limite raționale — cît mai apropiat de cel calculat pentru o structură reală.

Astfel, pe direcția transversală, pe care momentul pe riglă nu schimbă de semn pentru

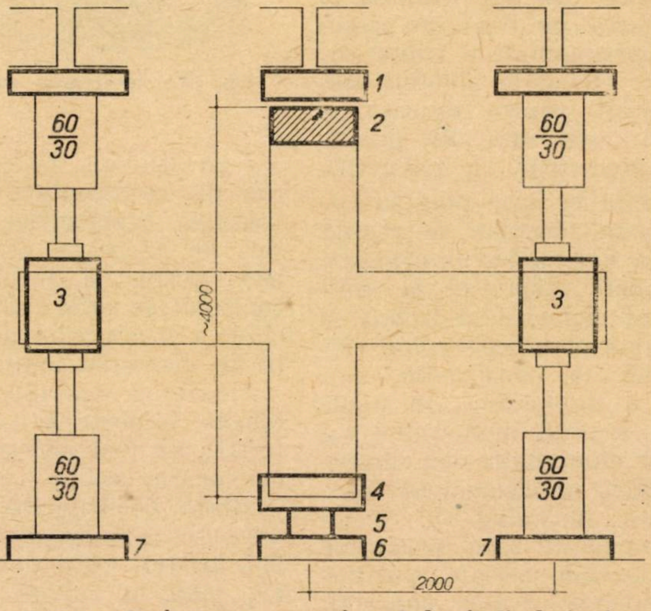


Fig. *15* — Schema de încercare a unui nod longitudinal (proiect IPC): *1* — sistemul de încărcare verticală; 2 — capătul stîlpului (inclus în beton); 3 — brățară; 4 — papucul stîlpului; 5 — doză forță 300 tf; 6 — baza stîlpului; 7 — talpa inferioară presă

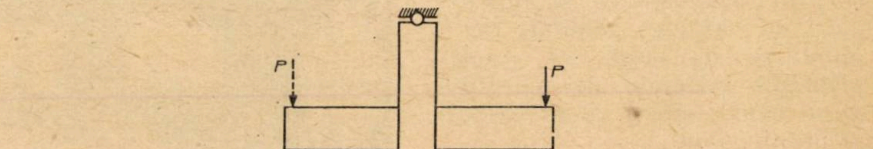


Fig. *16* — Spectrul de încărcare ales pentru încercarea nodurilor (structură proiect IPC)

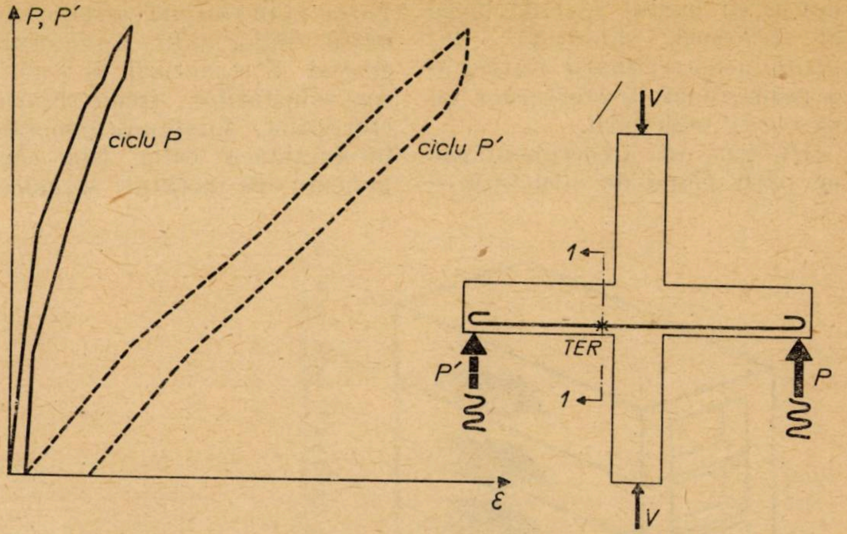


Fig. *17* — Diagrama P — ε în armătura întinsă pentru un ciclu de încărcare P — P' în secțiunea *1* — *1*

solicitarea la cutremur calculată conform normativului P. 13 — 1972, încărcarea se face cu sarcini oscilante, alternativ pe un braț și pe celălalt, aplicate cu prese pulsatoare de 60/30 tf, dispuse la 1,50 m de axa stîlpului (fig. 14). Pentru simplificarea încercării, nodul se încearcă răsturnat, cu încărcarea de jos în sus.

Pe direcția longitudinală, pe care momentul pe riglă schimbă de semn la solicitarea la cutremur, încărcarea se face cu sarcini alternante, concomitent pe cele două brațe, cu cîte o pereche de prese pulsatoare de 60/30 tf dispuse la 2,00 m de axa stîlpului (fig. 15). În ambele cazuri, stîlpul — articulat la capete — a fost încărcat cu o compresiune axială constantă de cca 110 tf.

Spectrul de încărcare (fig. 16) a fost astfel ales încît să permită evidențierea comportării nodului (rezistență, ductilitate) sub încărcarea, atît în regim static (cu cicluri de încărcare oscilantă, respectiv alternantă, efectuate în cadența de 1 ciclu/10 ...20') (fig. 16 *a*), cît și în regim dinamic (cu cicluri de încărcare cu frecvență de 40 ... ... 60 cicluri/minut, cu valorile încărcării programate). Pentru regimul dinamic, secvențele de încărcare permit aprecierea influenței unei încărcări ciclice cu valoarea solicitării seismice de calcul, repetată de 1000 de ori, asupra comportării ulterioare sub încărcare statică pînă la rupere (fig. 16 *b*) ; în alte încercări se analizează în plus efectul aplicării — peste această secvență — a unui număr redus de suprasolicitări de amplitudine ridicată, avînd diverse niveluri maxime, asupra comportării ulterioare sub încărcare statică pînă la rupere (fig. 16 *c*). În acest mod, înregistrînd pentru fiecare caz în parte efectul istoriei secvențelor de solicitare asupra capacității de rezistență statică, se obține o diagramă de degradare care permite o apreciere mai obiectivă a condițiilor de supraviețuire în caz de cutremur.

Din încercările efectuate pînă în prezent, în afara rezultatelor experimentale căutate (săgeți, rotiri, regim de fisurare, curbe de hysterezis, ductilitate), apar aspecte noi, care vor duce la unele precizări privind modul de lucru al nodului la astfel de solicitări. Astfel, diagrama încărcare-deformație a armăturii întinse din rigla transversală (fig. 17) arată că aceasta este solicitată la întindere chiar în situația cînd brațul respectiv nu este încărcat, punînd în evidență faptul că efortul din armătură — chiar la deschideri de fisuri sub 0,2 mm — se transmite și dincolo de stîlp.

Pe lîngă programul experimental arătat mai înainte se prevede și începerea unui alt program, în care schema de încărcare a elementului experimental este diferită (fig. 18). Structura prefabricată mixtă, proiectată de ISART, prevede monolitizarea nodului după ce o parte din încărcarea planșeului (Q) se aplică pe riglă. Rezultă, pentru respectarea acestui mod de lucru, necesitatea rezemării grinzilor înainte de monolitizare, ceea ce face practic imposibilă solicitarea ulterioară a nodului prin grinzi. Schema adoptată realizează solicitarea nodului prin stîlp, respectiv prin încărcarea alternantă a capătului inferior al acestuia pe direcția riglelor, cu o pereche de prese pulsatoare.

Această schemă de încărcare este în mai bună concor-

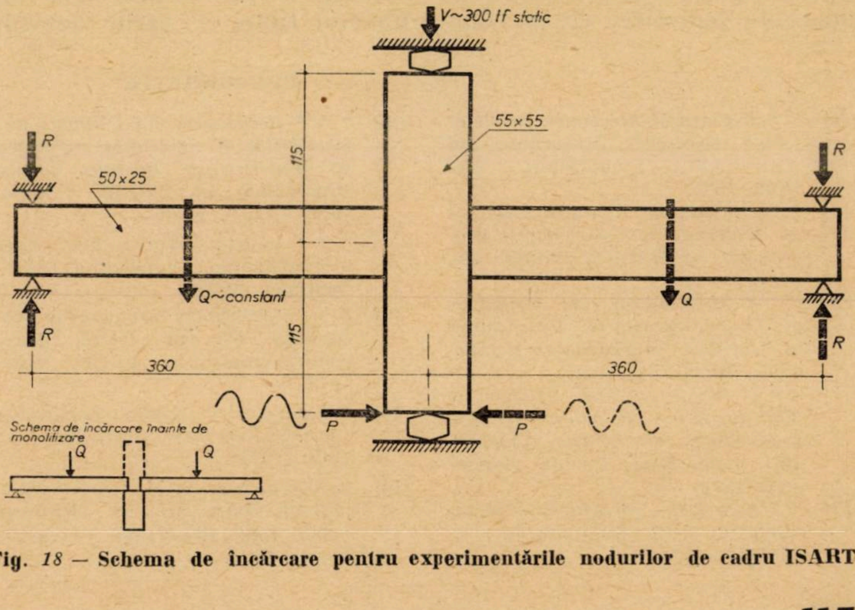


Fig. *18* — Schema de încărcare pentru experimentările nodurilor de cadru ISART danţă cu modul real de lucru al structurii, permiţînd — datorită nedeterminării statice — o redistribuire a eforturilor pe parcursul solicitării.

Desigur că experimentările pe părţi plane de structură — respectiv noduri de cadru — aduc multe precizări privind comportarea sub acţiunea unor încărcări de tip seismic. Dar atît considerente teoretice, cît şi comportarea în timpul cutremurelor arată importanţa caracterului spaţial al structurii la preluarea solicitărilor (redistribuirea eforturilor, torsiunea generală, interacţiunea celor trei componente ale acţiunii seismice).

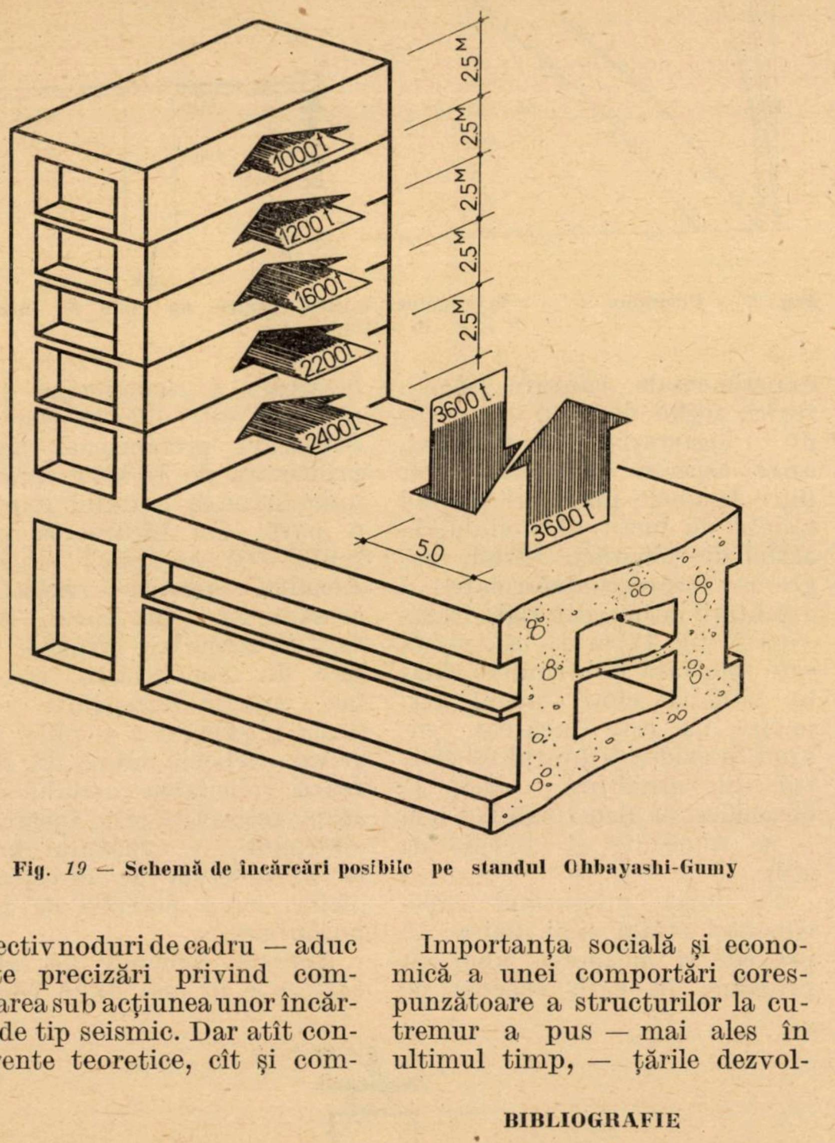


Fig. 19 — Schemă de încărcări posibile pe standul Ohbayashi-Gumy

Importanţa socială şi economică a unei comportări corespunzătoare a structurilor la cutremur a pus — mai ales în ultimul timp, — ţările dezvoltate, amplasate în zone seismice, în faţa problemei efectuării de experimentări pe structuri în mărime naturală, cuprinzînd cel puţin o travee şi unul sau mai multe etaje. Aceste experimentări solicită importante dotări, capabile să preia încărcările avînd o mărime considerabilă şi o configuraţie complexă.

Dintre realizările mai importante în acest domeniu în ultimii ani amintim :

— **Japonia.** Compania Ohbayashi-Gumy — un stand de 25,0 × 14,0 m în plan, avînd doi pereţi de 12,0 m înălţime, capabili să preia momente pînă la 10 000 tm şi 2 400 tf forţă tăietoare, în ambele sensuri (fig. 19) ;

— **Japonia.** Institutul de cercetări pentru construcţii din Tokio — stand de 28,0×17,0 m în plan şi cu un zid de 20,0 m înălţime, capabil să preia momente pînă la 10000 tm ;

— **Anglia.** Building Research Station—stand de 27,0×12,6 m în plan şi cu un perete de 14,0 m înălţime.

Aceste standuri sînt deservite de instalaţii complexe, care produc spectre de încărcări după programe stabilite (armonic sau aleatoriu), cît şi de instalaţii de măsură şi înregistrare automată a punctelor de măsură (deformaţii, deplasări, rotiri).

Necesitatea şi oportunitatea unei asemenea dotări şi în ţara noastră apar evidente, ţinînd seama de avîntul impus sectorului de construcţii de dezvoltarea economică generală.

BIBLIOGRAFIE

[1] * * * *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete.* Proceedings of ACI — ASCE Symposium, Detroit, 1965.

[2] * * * *Effects of Repeated Loadings of Materials and Structures.* Proceedings of RILEM Symposium, Mexico, 1966.

[3] * * * *Methodology and Technique of Testing Structures.* Proceedings of RILEM International Symposium, Bucureşti, 1969

[4] * * * *Planning and Design of Tall Buildings Structural Systems.* Proceedings of ASCE — IABSE Intl. Conference, Lehigh University, 1972

[5] * * * *Seismic Structures.* Proceedings of FIP Symposium, Tbilisi, 1972

[6] * * * *Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted On by Well-Defined Repeated Loads.* Proceedings of IABSE Symposium, Lisboa, 1973

[7] * * * Fourth World Conference on Earthquake Engineering. IAEE, Santiago, 1969.

[8] * * * *Earthquake Engineering.* Proceedings of the Third European Symposium, ECEE, Sofia, 1970.

[9] WIEGELL R. L. (edit.) : *Earthquake Engineering.* New York, Prentice-Hall, 1970

[10] FREUDENTHAL A. M. (edit) : *International Conference on Structural Safety and Reliability.* Pergamon Press, 1972.

[11] SHUNJI INOMATA : *Comparative Study on Behavior of Prestressed and Reinforced Concrete Beams Subject to Loading Reversals.* Journal of the Prestressed Concrete Institute, ian. — feb. 1971.

[12] ISMAIL M.A.F., JIRSA J. O. : *Behavior of Anchored Bars under Low Cycle Overloads Producing Inelastic Strains.* Journal of the American Concrete Institute, July, 1972.

[13] BLAKELEY R. W. G., PARK R. : *Seismic Resistance of Prestressed Concrete Beam — Column Assemblies.* Journal of the American Concrete Institute, Sept. 1971.

CZ 624.043:624.154

ÎMBINAREA STÎLPILOR PREFABRICAȚI CU FUNDAȚIILE DE TIP PAHAR

Ing. **RADU BENȚE**
Institutul de proiectări tehnologice pentru
industria materialelor de construcții (IPIMC)

Fundațiile pahar, ca sistem de îmbinare între stîlpii prefabricați și fundații, au o mare răspîndire în tehnica construcțiilor prefabricate, justificată prin calitățile de simplitate la execuție, comoditate la montaj și siguranță în exploatare.

Acest sistem de îmbinare acceptă toleranțe ușor de realizat la trasare și execuția betonării.

Cu toate acestea, mecanismul transmiterii forțelor de la stîlp la fundație nu este clarificat și, ca urmare, nu sînt complet lămurite nici principiile conformării îmbinării.

Înaintea trecerii în revistă a datelor existente în literatura tehnică în legătură cu această problemă, cred că este necesar să facem o separare a fundațiilor pahar în două categorii, și anume (fig. 1) :

1. — tipul „bloc”, avînd aspectul masiv, cu pereții paharului de grosime comparabilă cu înălțimea paharului, fiind cazul cel mai răspîndit în practică ;

2. — tipul „tub”, avînd pereții paharului de grosime redusă în raport cu înălțimea paharului. Acest tip apare în special în cazul fundațiilor înalte și în cazul necesității încastrării stîlpilor prefabricați în pereții cuvelor tehnologice sau în zidurile de beton ale subsolurilor.

Vom preciza mai jos principiul de separare a celor două categorii.

★

Prof. Sahnovski a indicat cu mulți ani în urmă [1], [2] cîteva principii de alcătuire a fundațiilor pahar de tipul bloc (fig. 2). Respectarea acestor condiții absolvea pe proiectant de orice calcul al îmbinării.

De remarcat că înălțimea paharului era considerată suficientă cînd era egală cu dimensiunea cea mai mare a secțiunii transversale a stîlpului. Pe baza acestor indicații s-au proiectat în URSS fundații tipizate pentru stîlpi cu dimensiunile de la 40/40 la 40/60 cm. De remarcat, de asemenea, că fundațiile erau

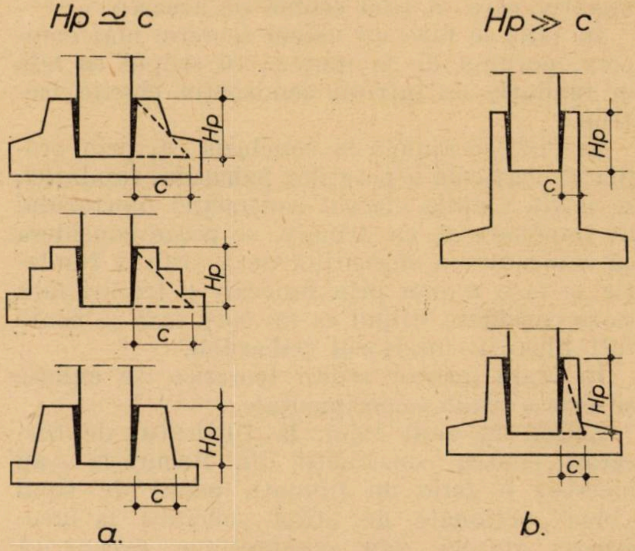


Fig. *1* — **a. Fundații-pahar tip „bloc”**
b. Fundații-pahar tip „tub”

de marcă B 200 și că, în afara plasei de armătură de la partea inferioară, nu aveau decît o armătură constructivă foarte subțire în pahar, acesta lucrînd ca beton simplu.

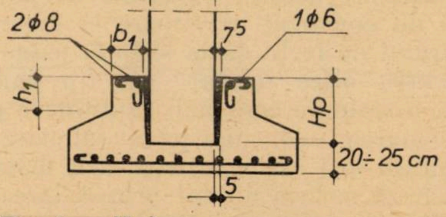


Fig. *2* — $H_p \geqslant a$
$H_p \geqslant 20\varnothing$ **la B 200**
$\geqslant 25\varnothing$ **la B 150**
$b_1 \geqslant 20 \div 25$; $h_1 \leqslant 1{,}33\, b_1$

Aceste indicații stau, parțial, și la baza normativului P 9 — 62 [3], în vigoare în țara noastră.

Nu am găsit nicăieri, în literatura consultată, fundamentarea teoretică sau experimentală a acestor indicații, dar nu cunosc nici cazuri de accidente produse prin ruperea paharelor astfel alcătuite.

În cazul cînd, din diferite motive, nu poate fi respectată această rețetă de alcătuire, precum și în cazul fundațiilor de tip tubular, s-au propus o serie de scheme simplificate pentru transmiterea forțelor în îmbinare [3], [4], [5], [6], [7], [8], [9], [10], [11]. Aceste scheme de calcul, deseori contradictorii, pornesc de la admiterea unor ipoteze simplificatoare menite să transforme problema echilibrului forțelor din îmbinare, care este de multe ori hiperstatică, într-o problemă simplă, static determinată. Un astfel de procedeu simplificat a fost adoptat și de normativul românesc pentru calculul fundațiilor.

Este de remarcat că în [9] se admite că forța axială are un efect favorabil în transmiterea prin îmbinare a momentului încovoietor și este propus un procedeu de calcul aproximativ care să țină seama de aceasta.

În [12] se face un calcul teoretic mai complex, pornind de la ipoteza că stîlpul se află în fundație ca într-un semispațiu elastic izotrop.

În [13] se ajunge la concluzia că, prin profilarea verticală a pereților paharului fundației, se poate anihila efectul contracției mortarului de împănare și, ca urmare, se poate considera că transmiterea eforturilor de la stîlp la fundație se face numai prin lunecări și frecări fără să se considere stîlpul ca un corp care se poate roti liber în interiorul paharului.

În afara acestor studii teoretice se cunosc și cîteva studii experimentale.

Astfel, în anul 1955, la Institutul de cercetări pentru construcții din București s-au încercat o serie de fundații pahar de tipul „bloc”, acționate de stîlpi solicitați la încovoiere simplă sau compresiune excentrică cu excentricitate mare.

Dispozitivul de încercare a permis, însă, apariția unor forțe străine de obiectul experienței, care au alterat rezultatele.

În 1963 s-au efectuat o serie de încercări ale unor îmbinări stîlp — fundație pahar de tip tubular [14], [15].

Din analiza acestor încercări se pot trage o serie de concluzii privitoare la mecanismul transferului de forțe de la stîlp la pahar, valabile pentru orice fundație de tip pahar, și, în plus, o serie de concluzii cantitative privind dimensionarea fundațiilor pahar tubulare.

Stîlpii au fost astfel armați încît distrugerea îmbinării să se facă numai prin cedarea paharului. Pereții paharului fundației au fost armați pe ambele fețe cu plase sudate.

În urma încercărilor au rezultat următoarele :

a) În cazul solicitării îmbinării numai sub acțiunea momentului încovoietor, pînă la 40 — 50% din valoarea momentului de rupere al paharului tubular, ansamblul stîlp — fundație se comportă ca o singură piesă monolită. După depășirea acestei valori apar fisuri în mortarul de monolitizare de pe fața întinsă a îmbinării, stîlpul înregistrează un spor de rotire, epruveta se comportă ca un element compus, cresc presiunile pe peretele frontal al paharului.

b) Distrugerea paharului poate să aibă loc printr-una din următoarele scheme (fig. 3) :

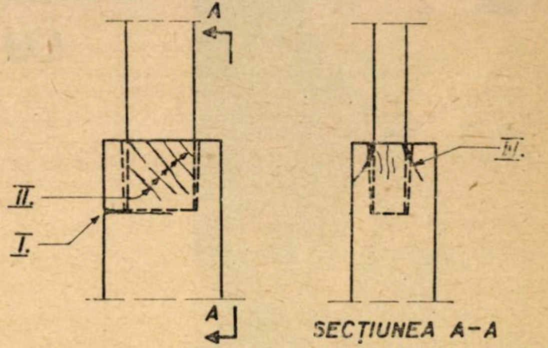


Fig. 3

I — curgerea armăturii verticale și ruperea paharului fundației prin deschiderea fisurii orizontale de la baza paharului ;

II — curgerea armăturii transversale (orizontale) a pereților paharului și ruperea prin deschiderea fisurii înclinate la 45° față de axa stîlpului ;

III — distrugerea peretelui frontal al paharului, care vine în contact cu fața comprimată a stîlpului.

c) Forța normală de compresiune mărește capacitatea portantă a unei îmbinări care lucrează la încovoiere.

d) Modul de comportare și distrugere a unei îmbinări de tip pahar depinde de mărimea excentricității relative a forței normale.

Deformarea îmbinării se micșorează o dată cu reducerea excentricității forței normale. Înaintea fisurării mortarului de împănare, deformațiile depind puțin de mărimea excentricității, dar după fisurare rotirea stîlpului este cu atît mai mare cu cît este mai mare valoarea excentricității relative.

e) În cazurile particulare ale epruvetelor studiate, cînd adîncimea de încastrare a stîlpului în pahar a fost egală cu *a* (în care *a* este dimensiunea maximă a secțiunii stîlpului), distrugerea paharului se făcea prin schema III (în cazul solicitării îmbinării numai la moment), iar armătura transversală a lucrat neuniform și neeficient. Prin mărirea înălțimii de încastrare la 1,33 *a*, schema de distrugere a fost de tipul I sau II, iar armătura transversală a lucrat mai uniform.

În cazul îmbinării solicitate numai la moment autorii propun ca adîncimea de încastrare să fie aleasă 1,4 *a*.

f) În două cazuri, armătura verticală a paharului nu a fost corect ancorată la partea superioară și s-a smuls.

g) Ținînd seama de rezultatele cantitative obținute, se propune ca momentul ce trebuie luat în calculul pereților laterali ai paharului să fie calculat, ţinînd seama de efectul favorabil al forţei axiale, astfel:

$$M_x = M - N \cdot e_x$$

unde e_x să aibă valoarea $\frac{a}{2}$, pentru excentricităţile mai mari decît $\frac{a}{2}$, şi valoarea $0{,}7e_0$, pentru excentricităţi mai mici decît $\frac{a}{2}$.

(În formula de mai sus, M este momentul exterior, iar M_x momentul ce trebuie preluat de pereţii laterali ai paharului.)

Autorii se ocupă numai de pereţii laterali ai paharului, în timp ce pentru peretele frontal nu propun nici o formulă de calcul, deşi din analiza eforturilor şi deformaţiilor rezultă că acesta este cel mai puternic solicitat.

k) Din formula de mai sus ar rezulta că, pentru cazul cînd excentricitatea relativă are valori foarte mici, armătura pereţilor laterali nu ar fi solicitată pînă la curgere. S-a obţinut totuşi, pe cale experimentală, curgerea acestor armături în cazul cînd forţa axială se afla în interiorul sîmburelui central şi chiar în cazul unei solicitări la compresiune centrică. Explicaţiile date de autori acestui caz sînt insuficiente. Este clar că, pentru valori mari ale efortului de compresiune din stîlp, are loc mărirea secţiunii transversale a stîlpului (umflarea transversală), iar paharul fundaţiei, care se comportă ca o fretă, este solicitat la întindere pe direcţia orizontală.

Acestui fenomen de întindere transversală i se adaugă compresiunea verticală şi deci distrugerea are o cauză combinată.

Curgerea armăturilor transversale ale pereţilor paharului, în cazul unei solicitări centrice, s-a petrecut însă cînd eforturile de compresiune din stîlp atinseseră valori foarte mari (cca 300 kg/cm^2 dacă nu ţinem seama de reducerea de efort în beton ca urmare a prezenţei armăturilor longitudinale a căror arie nu a fost menţionată în articol).

i) În cazul ruperii paharului solicitat la moment sau compresiune excentrică cu excentricitate mare, armătura transversală a paharului este solicitată neuniform pe înălţime, iar deformaţiile maxime le au barele situate la marginea superioară a paharului. În cazul ruperii paharului solicitat la compresiune excentrică cu excentricitate mică, armăturile transversale sînt solicitate aproape uniform pe înălţime. Aceasta este încă o confirmare a rolului de fretă pe care îl are paharul pentru baza stîlpului.

Rezultă utilă şi indicată concentrarea armăturilor transversale ale paharului la marginea lui superioară, mai ales în primul caz.

j) Autorii consideră că transmiterea forţei axiale se face prin secţiunea de la baza stîlpului, făcînd chiar calculul acestei secţiuni la strivire, ceea ce nu este posibil să se întîmple atunci cînd forţa axială a fost luată în calculul pereţilor transversali ai paharului şi deci s-a presupus că transmiterea forţei axiale se face începînd de la partea superioară a paharului.

Aceasta este o inconsecvenţă a autorilor în tratarea problemei transmiterii forţei axiale în îmbinare.

Pe baza datelor furnizate de cele două serii de încercări experimentale, a studiilor teoretice existente şi a calculelor comparative ale diferitelor tipuri de fundaţie, vom căuta să schiţăm aici cadrul general al problemei şi mecanismul transmiterii forţelor, chiar dacă pentru aceasta va trebui să repetăm unele lucruri cunoscute. Vom căuta să extindem rezultatele obţinute experimental pe fundaţii tubulare şi pentru fundaţiile de tip bloc.

★

1. Problema îmbinării dintre un stîlp prefabricat şi o fundaţie pahar, indiferent de tipul ei, are un caracter spaţial şi hiperstatic. Corpurile care intră în contact — adică paharul fundaţiei şi capătul de jos al stîlpului — trebuie privite ca elemente de construcţie la care eforturile şi deformaţiile sînt comparabile, ca mărime, pe toate cele 3 direcţii. Transmiterea eforturilor de la stîlp la pahar se face, de asemenea, spaţial.

Clarificarea deplină a tuturor problemelor legate de această îmbinare, ca şi de modul de comportare şi distrugere a paharelor de tip bloc sau tub, se va putea face numai după efectuarea unui program amplu de cercetări experimentale.

2. Analiza îmbinării trebuie să cuprindă studiul tuturor celor 3 elemente care iau parte la îmbinare: stîlpul, betonul de împănare şi paharul fundaţiei.

3. Alcătuirea îmbinării va trebui să se facă, nu numai după criteriul posibilităţii transmiterii forţelor între stîlp şi fundaţie, dar şi ţinînd seama ca aceste forţe să aibă mărimea care se consideră acceptabilă atît pentru stîlp, cît şi pentru paharul fundaţiei.

4. În principiu, există două modele limită de transmitere a forţelor de la stîlp la fundaţie.

Primul constă în a considera că împănarea stîlpului în pahar este corect făcută şi capabilă să transmită toate solicitările prin intermediul forţelor de lunecare.

Al doilea model neglijează complet aceste forţe, considerînd că stîlpul se poate roti liber în interiorul paharului.

Primul model are dezavantajul că depinde de calitatea monolitizării, de compoziţia şi punerea în operă a betonului de împănare, de starea suprafeţelor corpurilor în contact, precum şi de contracţia betonului de monolitizare, fiind un calcul descoperitor din punctul de vedere al siguranţei. Cel de-al doilea model este acoperitor, dar nu ia în considerare nici un aspect favorabil al monolitizării şi din această cauză duce la o soluţie mai puţin economică.

Modelul care trebuie avut în vedere în alcătuirea şi dimensionarea îmbinării considerăm că trebuie situat între cele două limite, dar mai aproape de modelul al doilea, luînd în considerare numai efectele sigure al monolitizării.

Trebuie acţionat, de asemenea, pentru asigurarea calităţii împănării.

5. Mărimea care defineşte calitativ modul de comportare al unei îmbinări, valoarea deformaţiilor îmbinării şi caracterul ruperii este excentricitatea forţei verticale din stîlp

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

Forţa axială ajută — pînă la o anumită limită — la transmiterea prin îmbinare a momentului încovoietor.

O anumită fundaţie poate prelua momente limită din ce în ce mai mari — pînă la o anumită valoare — cu condiţia creşterii corespunzătoare a forţei axiale.

O fundaţie poate prelua forţe verticale din ce în ce mai mari, cu condiţia ca excentricitatea acestor forţe să fie cît mai mică.

Aceste relaţii rezultă din fig. 4.

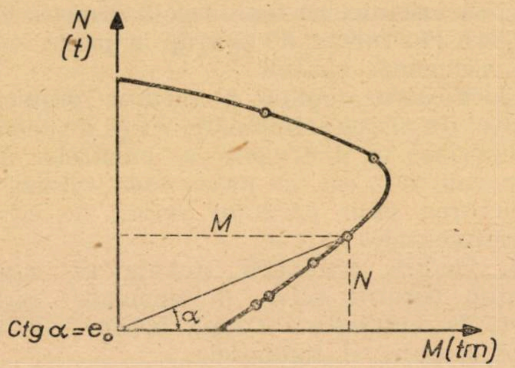


Fig. 4 — Curba perechilor de valori $M - N$ pentru care se produce ruperea paharului

Se observă asemănarea dintre această curbă şi cea de la compresiunea excentrică.

Putem să afirmăm că îmbinarea dintre stîlpul prefabricat şi paharul fundaţiei ascultă de o lege de variaţie asemănătoare cu cea de la compresiunea excentrică.

6. În funcţie de mărimea excentricităţii relative se pot distinge două moduri de distrugere a îmbinării, şi anume :

— sub acţiunea preponderentă a momentului (e_0 mare) sau a forţei axiale (e_0 mic).

Fiecăruia dintre aceste două cazuri îi corespunde o ramură din diagrama valorilor limită $M - N$ (fig. 4).

Limita dintre cele două cazuri se poate considera aproximativ cazul $e_0 = \frac{a}{2}$, cînd forţa axială este situată chiar la marginea secţiunii transversale a stîlpului.

7. Sub acţiunea unui stîlp solicitat la compresiune excentrică, în îmbinare se dezvoltă următoarele forţe (fig. 5) :

a) pe pereţii din faţă şi spate ai paharului, care se află în contact cu faţa comprimată şi respectiv întinsă a stîlpului, iau naştere forţele normale R_1 şi R_2, ca urmare a tendinţei de rotire a stîlpului în pahar.

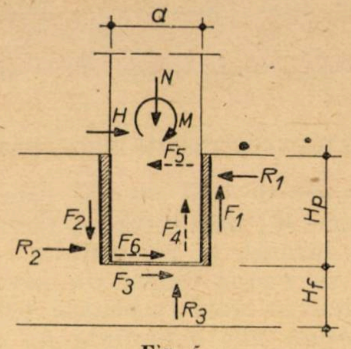


Fig. 5

Distribuţia presiunilor — ale căror rezultante sînt forţele R_1 şi R_2 — este lineară, dacă partea inferioară a stîlpului din interiorul paharului se comportă ca un corp infinit rigid, iar presiunile care se dezvoltă pe pereţii paharului sînt proporţionale cu deformaţiile. Distribuţia de presiuni se depărtează de la forma lineară dacă se ţine seama că, pentru presiunile ce depăşesc o anumită valoare, nu se mai poate adopta o lege de proporţionalitate între eforturi şi deformaţii. De asemenea, dacă se ţine seama de flexibilitatea stîlpului şi de posibilităţile de deformaţie ale pereţilor paharului, diagrama de presiuni nu mai este lineară, ea prezentînd concentrări de presiuni maxime spre partea superioară a paharului.

Indiferent însă de tipul diagramei alese, braţul de pîrghie al forţelor R variază între 0,6 şi 0,7 din înălţimea paharului, în cazul paharelor puţin înalte (mai mici decît 2 a).

Trebuie ţinut seama însă că, prin sporirea înălţimii paharului şi deci a lungimii de îmbinare între stîlp şi fundaţie, nu se obţine în aceeaşi măsură o sporire a braţului de pîrghie al forţelor interioare, şi deci, în cazul adîncimilor de încastrare mai mari, se pune problema unei lungimi active de încastrare, deoarece nu toată lungimea de stîlp din pahar este eficientă. Această lungime activă depinde în principal de flexibilitatea stîlpului.

b) Tot la contactul feţelor stîlpului cu peretele frontal şi cel dorsal ai paharului iau naştere şi forţele tangenţiale F_1 şi F_2, verticale, tinzînd să împiedice deplasarea verticală a feţelor stîlpului, deplasare datorită, fie deformaţiilor feţelor respective ale stîlpului sub acţiunea eforturilor interioare (scurtare sau lungire), fie tendinţei de rotire a stîlpului în interiorul paharului.

Transmiterea acestor forţe de la stîlp la pahar se face prin intermediul adeziunii betonului de împănare sau prin frecare, sub acţiunea forţelor normale de compresiune pe feţele în contact. Mărimea forţei care se poate transmite prin adeziune depinde de starea suprafeţelor stîlpului şi paharului, de compoziţia şi calitatea punerii în operă a betonului de împănare, de mărimea eforturilor de contracție din monolitizare, precum și de semnul și intensitatea forțelor normale pe suprafețele respective.

În cazul excentricităților mici, ambele forțe au același semn deoarece ambele fibre extreme ale stîlpului au o tendință de scurtare, iar tendința de rotire a stîlpului în pahar este mică.

Forța F_1, din apropierea feței mai comprimate a stîlpului, va fi mai mare ca valoare decît F_2, diferența depinzînd de mărimea excentricității forței axiale din stîlp.

În cazul compresiunii centrice, ambele forțe trebuie să fie egale și de același semn.

În cazul excentricităților mari, semnul acestor două forțe este diferit deoarece eforturile fibrelor extreme ale stîlpului sînt de semne contrare și deoaree apare și tendința de rotire a stîlpului în pahar, care mărește diferența — în valoare algebrică — dintre cele două forțe.

c) Forțele tangențiale F_4, F_5, F_6 apar la contactul stîlpului cu pereții laterali ai paharului și depind — ca și în cazul de mai sus — de adeziune și de frecare. În realitate, iau naștere forțe tangențiale înclinate, a căror descompunere pe direcțiile verticală și orizontală ar putea fi reprezentată schematic ca în fig. 5.

În legătură cu aspectul „adeziune”, situația este identică cu cea din cazul precedent.

Aspectul „frecare” este dependent de prezența unei forțe perpendiculare pe fețele laterale ale stîlpilor. Aceste forțe pot să apară numai ca urmare a umflării transversale a secțiunii stîlpului și depind de intensitatea eforturilor normale de compresiune din stîlp. Acest fenomen poate apărea — după cum se știe — și în cazul solicitării la încovoiere pură, dar se manifestă numai în jumătatea mai comprimată a secțiunii stîlpului.

În cazul general de compresiune excentrică, compresiunile exercitate de stîlp asupra pereților laterali (și deci și forțele de frecare verticale sau orizontale de pe aceste suprafețe), datorate umflării transversale neuniforme a secțiunii stîlpului, vor fi cu atît mai mari cu cît ne apropiem de fibra mai comprimată a stîlpului și, evident, cu cît compresiunile sînt mai mari. Ca urmare, forța F_4 va fi amplasată spre fibra mai comprimată a stîlpului și cu atît mai aproape de aceasta cu cît excentricitatea este mai mare. Intensitatea ei depinde de mărimea compresiunilor.

Forțele provenite din umflarea transversală a secțiunii stîlpului joacă un dublu rol :

- pe de o parte, ajută la transmiterea către pereții laterali a unei părți din solicitările stîlpilor, prin intermediul forțelor $F_4 - F_5 - F_6$, descărcînd pereții frontal și dorsal ai paharului ;
- pe de altă parte, acționează cu o tendință de despicare a paharului.

La unele încercări, care s-au efectuat cu stîlpi comprimați centric sau cu excentricitate mică, puternic solicitați la compresiune, acest efect de despicare asociat cu fenomenul de compresiune verticală a pereților a produs ruperea unor pahare de tip tubular. În aceste cazuri, paharul fundației s-a comportat ca o fretă.

Trebuie să subliniem însă că acest fenomen s-a petrecut, după cum s-a arătat mai sus, cînd compresiunile stîlpului atinseseră valori foarte mari, mult superioare eforturilor pe care le considerăm admisibile în stîlpi.

d) Forța R_3, care se transmite normal prin suprafața orizontală de la baza stîlpului, echilibrează încărcările care se aplică înaintea întăririi betonului de împănare — așa cum rezultă și din normativul P 9 — 62. Se pune întrebarea dacă din forțele axiale care se aplică după întărirea betonului de împănare mai ajunge să se transmită vreo fracțiune prin secțiunea de la bază. Experiențele efectuate nu au dat răspuns în mod direct acestei probleme.

Este sigur însă că, în cazul excentricităților mari, forțele F_1 și F_4 pot să asigure transferul forței verticale de la stîlp la pahar.

În cazul excentricităților mici, siguranța transferului forței verticale la pereții paharului depinde de calitatea punerii în operă a betonului de monolitizare și de fenomenul umflării transversale (care la eforturile de exploatare care se realizează curent în stîlpi are valori mici).

Pentru acest ultim caz, pînă la clarificarea completă a fenomenului, consider necesară luarea în calcul a unui procentaj din totalul forței verticale, considerat că se transmite prin fundul paharului. Pentru aceasta pledează și faptul că în cazul experiențelor cu pahare tubulare, în cazul unei excentricități $e_0 = \frac{a}{6}$, diagrama eforturilor măsurate în armăturile pereților laterali era practic constantă pe toată înălțimea paharului.

e) Forța F_3, care este o forță de frecare, apare numai în strictă dependență de forța normală R_3 și, în orice caz, numai în cazul excentricităților mari, cînd există tendința de rotire a stîlpului în pahar.

★

Pe baza analizei critice a datelor existente în literatura de specialitate, precum și prin analiza numerică comparativă a mai multor tipuri de fundații, se pot face o serie de propuneri practice privind alcătuirea și dimensionarea îmbinării dintre stîlp și fundațiile-pahar. Aceste propuneri se vor perfecționa prin executarea programului de cercetări experimentale de care s-a vorbit mai sus.

1. Împănarea stîlpului în paharul fundației să se facă cu un beton (nu mortar) avînd gra-

nula max. de 15 mm. Betonul de împănare va avea marca minimă B 250 şi va fi compactat mecanic. Dimensiunile orizontale ale paharului trebuie să fie corelate cu adîncimea paharului, astfel ca să permită o bună betonare şi compactare.

La confecţionarea şi punerea în operă trebuie avută în vedere necesitatea ca betonul de împănare să aibă contracţii reduse.

2. Înălţimea paharului trebuie aleasă numai în funcţie de dimensiunile secţiunii transversale a bazei stîlpului şi de solicitările acestuia în secţiunea de încastrare în pahar.

3. Momentul maxim în stîlp trebuie calculat la o distanţă de $\frac{a}{2}$ măsurată în jos de la marginea superioară a paharului.

După cum se vede din fig. 7, valoarea maximă a diagramei de momente din stîlp se obţine între marginea superioară a paharului şi secţiunea aflată la o distanţă de $\frac{a}{2}$. Luarea în calcul a acestei secţiuni drept secţiune de încastrare a stîlpului este acoperitoare din punctul de vedere al eforturilor.

$$e_0 = \frac{C_1 M}{C_2 N}$$

I) $e_0 \geqslant 0{,}7a$	II) $e_0 < 0{,}7a$
$H_p = 1{,}4 \div 1{,}5\,a$	$H_p = a$
$\mathfrak{M} = M - N\frac{a}{2} = N\left(e_0 - \frac{a}{2}\right)$	$\mathfrak{M} = M - 0{,}7 e_0 N = 0{,}3\,Ne_0$
$R_1 = \frac{\mathfrak{M}}{Z} + H$	$R_1 = \frac{\mathfrak{M}}{Z} + H$
$R_2 = \frac{\mathfrak{M}}{Z}$	$R_2 = \frac{\mathfrak{M}}{Z}$
$Z = 0{,}6 \div 0{,}7\,H_p$	$Z = 0{,}6 \div 0{,}7\,H_p$
$Z \leqslant 1{,}5\,a$	$Z \leqslant 1{,}5\,a$
$H_f \geqslant 25$ cm	$H_f \geqslant 25\,;\ \geqslant \frac{a}{2}$

Fig. 6

4. Excentricitatea maximă a forţelor din stîlp trebuie calculată afectînd cu un coeficient de supraîncărcare subunitar (c_2) forţa axială, în timp ce momentele provenind din solicitări independente de forţa axială vor avea coeficientul de supraîncărcare supraunitar, conform normelor :

$$e_0 = \frac{c_1 M}{c_e N}$$

5. În cazul cînd $e_0 \geqslant 0{,}7\ a$ (unde a este dimensiunea secţiunii transversale a stîlpului după direcţia considerată), îmbinarea este solicitată la compresiune excentrică cu excentricitate mare.

Se recomandă înălţimea paharului $H_p = 1{,}4 \div 1{,}5\ a$.

Momentul preluat de pahar prin forţele transversale $\mathfrak{M}$ va fi :

$$\mathfrak{M} = M_{\text{ext}} - N\frac{a}{2} = N\left(e_0 - \frac{a}{2}\right)$$

$$R_1 = \frac{\mathfrak{M}}{Z} + H$$

$$R_2 = \frac{\mathfrak{M}}{Z}$$

unde $Z = 0{,}6 \div 0{,}7\ H_p$ dar $\leqslant 1{,}5\ a$

grosimea fundului paharului $H_f \geqslant 25$ cm

6) Cînd $e_0 < 0{,}7\ a$
se recomandă : $H_p = a$;

$$\mathfrak{M} = M_{\text{ext}} - 0{,}7\ N e_0 = 0{,}3\ Ne_0 = 0{,}3\ M_{\text{ext}}.$$

Forţele R_1 şi R_2 rezultă conform relaţiilor de mai sus.

Grosimea H_f se va lua minimum 25 cm, şi minimum $\frac{a}{2}$.

Înălţimea paharului se va alege pe baza celei mai severe condiţii de pe cele două direcţii.

7. Se va verifica partea inferioară a stîlpului, din pahar, la efectul forţelor tăietoare, sub acţiunea forţelor R_1 şi R_2 ţinînd seama şi de prezenţa forţei axiale (fig. 7).

Această verificare nu este necesară decît în cazul excentricităţilor mari.

Armătura verticală de la partea întinsă a stîlpului trebuie să fie bine ancorată, conform prevederilor constructive de ancoraj din normativul în vigoare, ca să poată lucra la efectul de consolă produs de forţa R_2 (fig. 7) ţinînd seama şi de aspectul spaţial al eforturilor în secţiunea de la baza stîlpului.

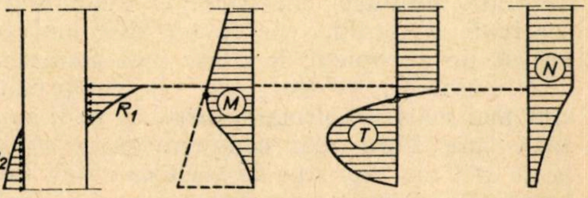


Fig. 7

8. Forţele R_1 şi R_2 vor fi preluate de paharul fundaţiei, în funcţie de tipul acestuia :

a) *La fundaţiile de tip „bloc"*, transmiterea forţei R_1 (care reprezintă rezultanta presiunilor pe care le exercită stîlpul asupra marginii superioare a paharului) se face atît spre pereţii laterali ai paharului, cît şi spre baza acestuia. Dimensiunea marginii superioare a paharului trebuie să fie de minimum 25 cm şi trebuie să rezulte dintr-o condiţie asemănătoare calculului la străpungere, astfel ca pe suprafaţa de rupere ce se creează, cu înclinări ce pot fi considerate la 45°, să apară un efort de întindere admisibil (fig. 8).

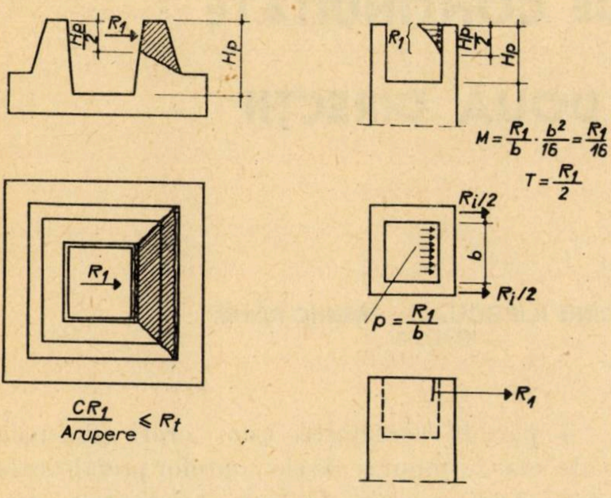


Fig. 8

În acest caz paharul fundaţiei lucrează ca beton simplu, iar armătura care se prevede are un rol constructiv.

Calculînd după procedeul de mai sus cîteva serii de fundaţii - pahar alcătuite după recomandările prof. Sahnovski [1], s-a constatat că, în cazul excentricităţilor mari rezultă rezistenţe efective mai mari cu cca 10 — 15% decît cele admisibile, în timp ce pentru excentricităţi mici rezultă rezistenţe mai mici decît cele admisibile.

b) *La fundaţiile de tipul „tub”*, transmiterea forţei R_1 se face numai pe direcţia orizontală, spre pereţii laterali (fig. 8).

Trebuie verificaţi :

— peretele frontal, considerat activ pe 50% din înălţimea H_p (dar nu mai mult decît a) la acţiunea momentului şi forţei tăietoare şi

— tubul vertical, considerat ca o consolă solicitată de o forţă orizontală aplicată la partea de jos, de asemenea la acţiunea momentului şi forţei tăietoare (secţiunea orizontală de la baza paharului şi secţiunea înclinată).

În cazul fundaţiilor tubulare, de cele mai multe ori betonul simplu nu poate prelua eforturile şi este necesar să se dimensioneze paharul ca beton armat.

Armătura verticală, care asigură preluarea momentelor consolei verticale tubulare, trebuie să fie bine ancorată la partea superioară a paharului. La unele încercări, distrugerea paharului s-a produs prematur prin smulgerea acestor armături insuficient ancorate.

Armătura orizontală, rezultată din calculul peretelui frontal, se dispune pe jumătatea superioară a paharului, în timp ce pe jumătatea inferioară se distribuie o armătură constructivă.

Armătura pereţilor laterali se distribuie conform calculului de consolă la acţiunea forţei tăietoare.

Grosimea pereţilor paharului se va lua astfel încît suprafaţa secţiunii transversale a tubului să fie cel puţin egală cu secţiunea stîlpului, iar grosimea să fie de minimum 15 cm.

După modul cum s-a făcut calculul a rezultat şi criteriul de separare dintre cele două tipuri de pahare, şi anume : modul de transmitere a forţei R_1.

Dacă transmiterea acesteia se face pe o singură direcţie, pe orizontală, spre pereţii laterali, fundaţia este de tip tubular, peretele frontal lucrînd ca o placă rezemată pe două laturi.

Dacă peretele frontal se îngroaşe suficient de mult spre bază, în aşa fel încît transmiterea forţei R_1 să se facă în acelaşi timp pe direcţia orizontală şi pe direcţia verticală, rezultă o fundaţie de tip „bloc”. Dar această îngroşare are drept urmare transformarea întregii fundaţii într-un element masiv.

BIBLIOGRAFIE

[1] Sahnovski K. V. : *Construcţii de beton armat.* Gosstroiizdat, Moscova, 1959.

[2] * * * *Construcţii din elemente prefabricate de beton armat.* Manualul proiectantului (în l. rusă), vol. V — Gosstroiizdat, Moscova, 1959.

[3] * * * *Normativul P 9—62 pentru proiectarea fundaţiilor izolate pentru stîlpi de beton armat.*

[4] J. Cudok ş. a : *Utilizarea fundaţiilor prefabricate în U.R.S.S.* — Bauzeitung, nov. 1965.

[5] Dudarov V. K. : *Fundaţii prefabricate pentru construcţii industriale.* Gosstroiizdat, Moscova, 1966.

[6] Galperin ş.a. : *Experienţa proiectării şi montajului clădirilor prin metoda ridicării etajelor.* Gosstroiizdat, Moscova, 1962.

[7] Laszlo — Mokk : *Prefabricated Concrete for Industrial and Public Structures.* Publishing House of the Hungarian Academy of Sciences, Budapest, 1964.

[8] * * * Betonkalender — vol. II, 1957.

[9] Koncz T. : *Handbuch der Fertigteilbauweise — Band* 2. Bauverlag, 1967.

[10] * * * Revista „Prefabricare” — nr. 1/1971.

[11] Vasiukov I. : *Despre calculul îmbinărilor tip pahar ale stîlpilor prefabricaţi din beton armat cu fundaţia.* Beton i jelezobeton nr. 1, 1969.

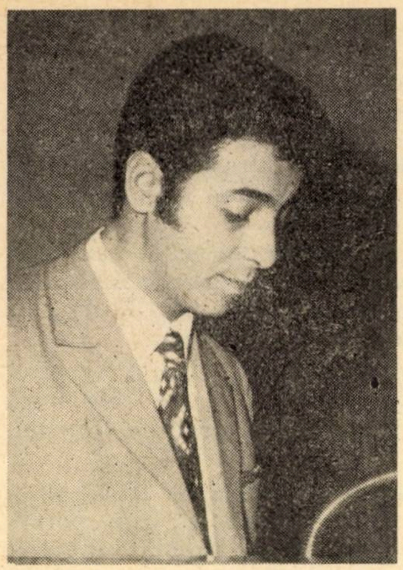
[12] Scheunert : Bauplanung — Bautechnick nr. 8, 1955.

[13] Roubicek şi Smejkal : *Fundaţii — pahar pentru stîlpi prefabricaţi.* Inzenyrske Stavby nr. 2, 1960.

[14] Korolev L. V. şi Korovin N. : *Cercetarea comportării stîlpului încastrat în fundaţia pahar.* Beton i jelezobeton nr. 10, 1963.

[15] Korolev L. V. şi Korovin N. : *Problemele calculului şi execuţiei îmbinării unui stîlp prefabricat din beton armat cu fundaţie — pahar.* Promîşlennoe stroitelstvo nr. 6, 1964.

CZ 624.023: 69.036.8



ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE PE UNA ŞI DOUĂ DIRECŢII

Ing. **DINU ILIESCU**, ing. **EMERIC ROHM**
IPROSIN

Deşi avantajoase din punctul de vedere al calculului, al execuţiei şi al consumului de metal, îmbinările uscate aparente au trebuit să fie abandonate în industria chimică, datorită agresivităţii mediului.

Dintre multiplele soluţii de îmbinări umede pe una sau două direcţii, care s-au aplicat în proiectele întocmite de IPROSIN, vom prezenta numai pe acelea care s-au impus prin avantaje de comportare la solicitări, economice şi de execuţie.

Trebuie să menţionăm că, deşi din punctul de vedere al siguranţei construcţiilor, al economicităţii şi al execuţiei, cele mai avantajoase îmbinări sînt cele din zonele cu eforturi minime ale structurii, deci nu în zona nodurilor, îmbinările la care ne vom referi sînt toate în noduri. Acestea s-au impus îndeosebi pentru următoarele considerente:

— permit turnarea suprapusă, în pachet, a stîlpilor, folosindu-se acelaşi cofraj, ceea ce duce la economie de spaţiu, de turnare şi de cofraj, ca şi la reducerea erorilor dimensionale;

— simplifică cofrajul stîlpilor, faţă de stîlpii cu console pe două direcţii perpendiculare;

— permit depozitarea şi manevrarea uşoară a stîlpilor;

— permit corectarea unor erori dimensionale sau de montaj ale elementelor prefabricate, chiar dacă acestea depăşesc toleranţele standardizate

— asigurînd o ductilitate sporită capetelor de rigle ce converg în nod, contribuie la o mai bună comportare a structurii la solicitările

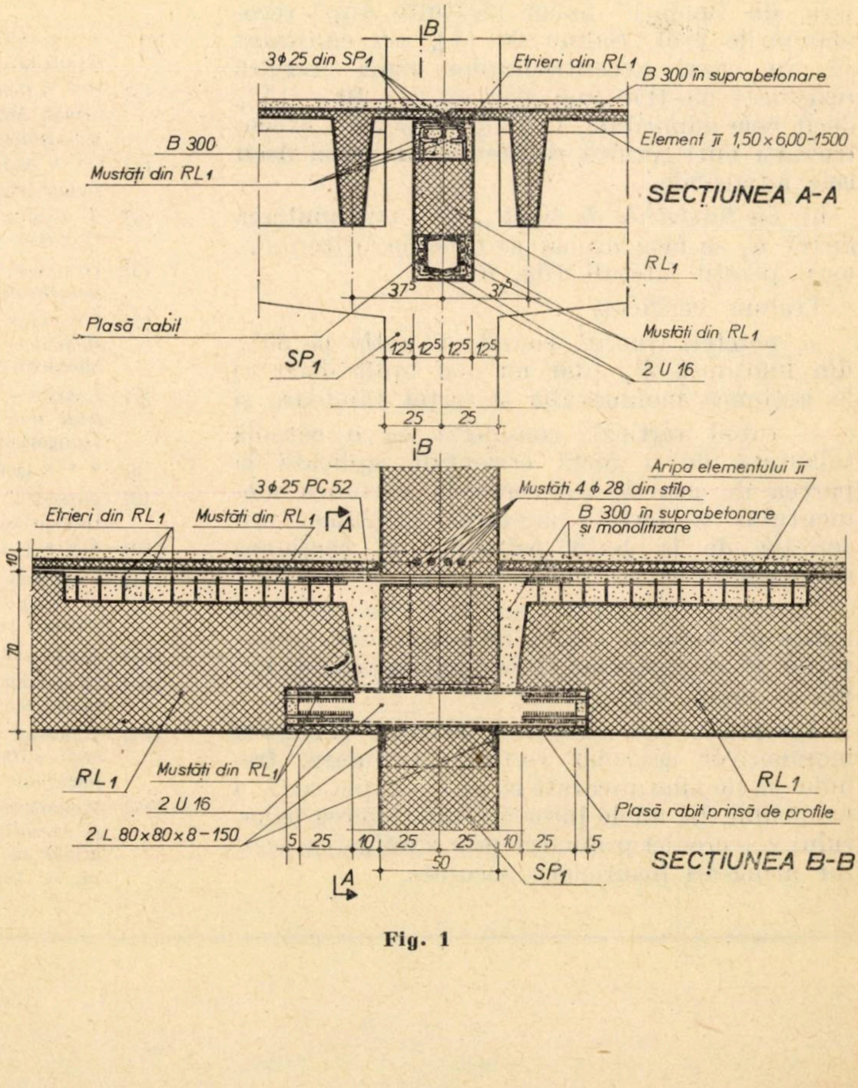

B
3ϕ25 din SP1
Etrieri din RL1
B 300 în suprabetonare
Element π 1,50×6,00-1500
B 300
Mustăţi din RL1
SECŢIUNEA A-A
RL1
37⁵
37⁵
Plasă rabiț
Mustăţi din RL1
SP1
12⁵ 12⁵ 12⁵ 12⁵
2 U 16
25 25
B
Aripa elementului π
3ϕ25 PC 52
Mustăţi 4 ϕ 28 din stîlp
B 300 în suprabetonare şi monolitizare
Etrieri din RL1
Mustăţi din RL1
A
10
70
RL1
Mustăţi din RL1
2 U 16
2 L 80×80×8−150
5 25 10 25 25 10 25 5
50
A
SP1
Plasă rabiț prinsă de profile
RL1
SECŢIUNEA B-B

Fig. 1

seismice față de îmbinările depărtate de nod.

Îmbinarea de continuitate pe care o prezentăm în figura 1 este o îmbinare pe o singură direcție a riglelor longitudinale ale unei structuri etajate, cu cadre transversale, realizate cu stîlpi cu console lungi, într-o regiune seismică de gradul 7. Continuitatea pentru momentele încovoietoare negative se realizează prin bare care traversează stîlpul prin țevi și care se sudează prin eclise de mustățile din rigle.

La nivelul tălpii riglelor s-a prevăzut un gol în stîlp, prin care, după montare, se trece un profil metalic, care, formînd console pe ambele fețe ale stîlpului, servește la:

— rezemarea riglelor în faza de montaj;

— preluarea forțelor tăietoare de la capetele riglelor în faza de exploatare;

— transmiterea eforturilor de întindere din momentele încovoietoare pozitive din vînt sau cutremur.

Pentru a realiza transmiterea tuturor acestor eforturi de la rigle de stîlp, consola metalică este sudată de oțelul cornier care bordează la partea inferioară golul din stîlp și care este, la rîndul lui, sudat de armătura de rezistență din stîlp, iar pe fețele laterale ale consolei se sudează mustățile inferioare din rigle.

Atît legătura superioară, cît și cea inferioară se realizează într-un perimetru care se înscrie în secțiunea transversală a riglei, ceea ce permite ca după executarea sudurilor să se refacă secțiunea riglei și în zona îmbinării, prin completarea golurilor cu beton de monolitizare confecționat cu agregate mărunte.

Betonul de monolitizare servește și la protejarea tuturor elementelor metalice ale îmbinării.

Soluția prezintă și unele neajunsuri, dintre care amintim, în primul rînd, că golul pentru consola metalică reduce secțiunea utilă chiar în nod, unde există cea mai mare concentrare de eforturi și cea mai complexă solicitare, provenite în special din sarcinile seismice. În al doilea rînd, trecerea armăturilor de continuitate prin țevi nu asigură o încastrare totală a riglelor în stîlpi, îndeosebi la încărcările verticale, alungirea armăturii din țevi permițînd o rotire suplimentară a capătului riglei față de stîlp.

O îmbinare similară cu cea anterioară, dar care încearcă să elimine neajunsurile acesteia, se poate vedea în figura 2. Aici s-a înlocuit armătura de continuitate trecută prin țevi cu bare de oțel rotund, filetate la un capăt, care se înșurubează în țevi, iar țevile s-au prevăzut cu cîte două flanșe sudate, dispuse în interiorul secțiunii de beton, capabile să transmită stîlpului eforturile din bare.

Golul din nod pentru console s-a înlocuit cu plăcuțe metalice, înglobate în stîlp la nivelul tălpii riglelor, pe care se sudează cîte un scaun din oțel cornier, după montarea stîlpilor, pentru rezemarea riglelor în faza de montaj și pentru preluarea forțelor tăietoare în faza de exploatare.

Barele înșurubate în țevi se sudează apoi de plăcuțele înglobate din capetele riglelor, care, la rîndul lor, sînt sudate de armătura de rezistență a riglelor. După executarea sudurilor, îmbinarea se betonează, refăcîndu-se astfel

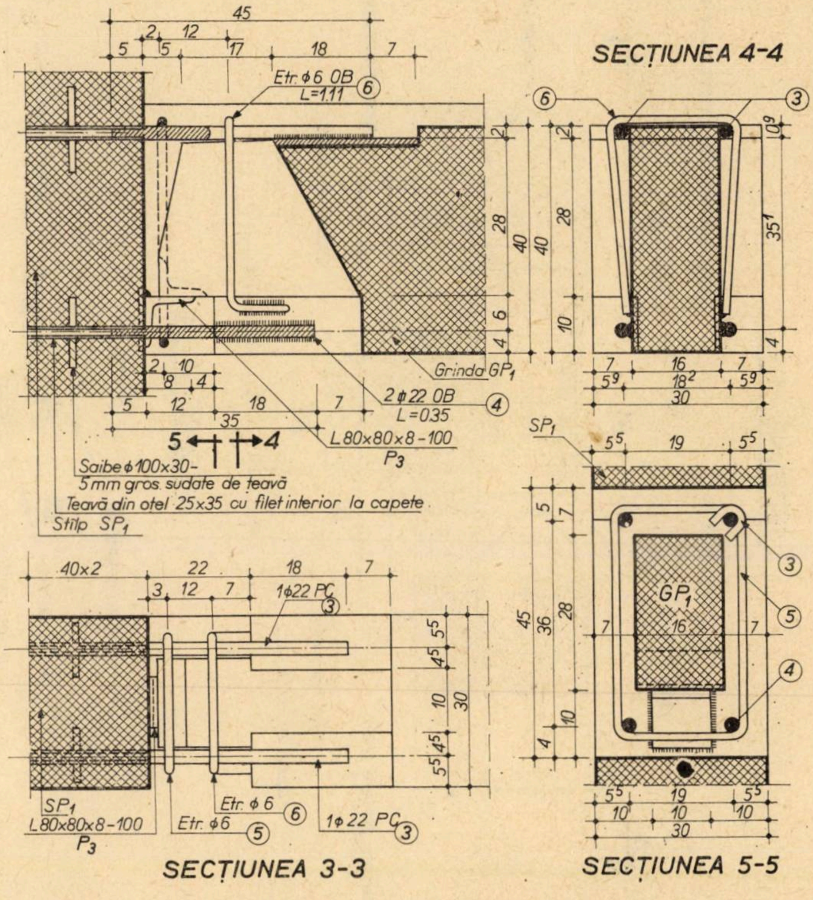


Fig. 2 — Îmbinare stîlp — grindă longitudinală

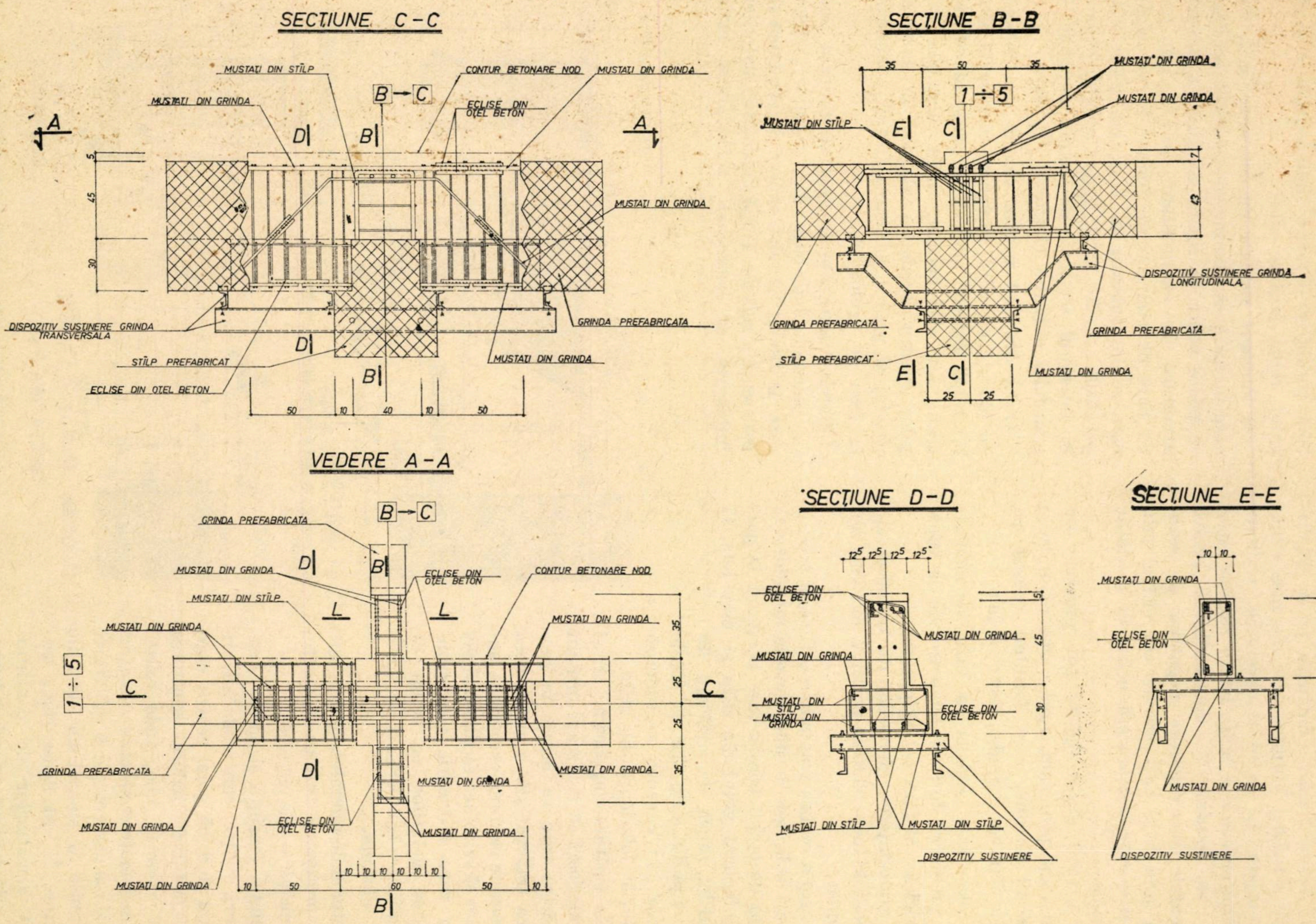
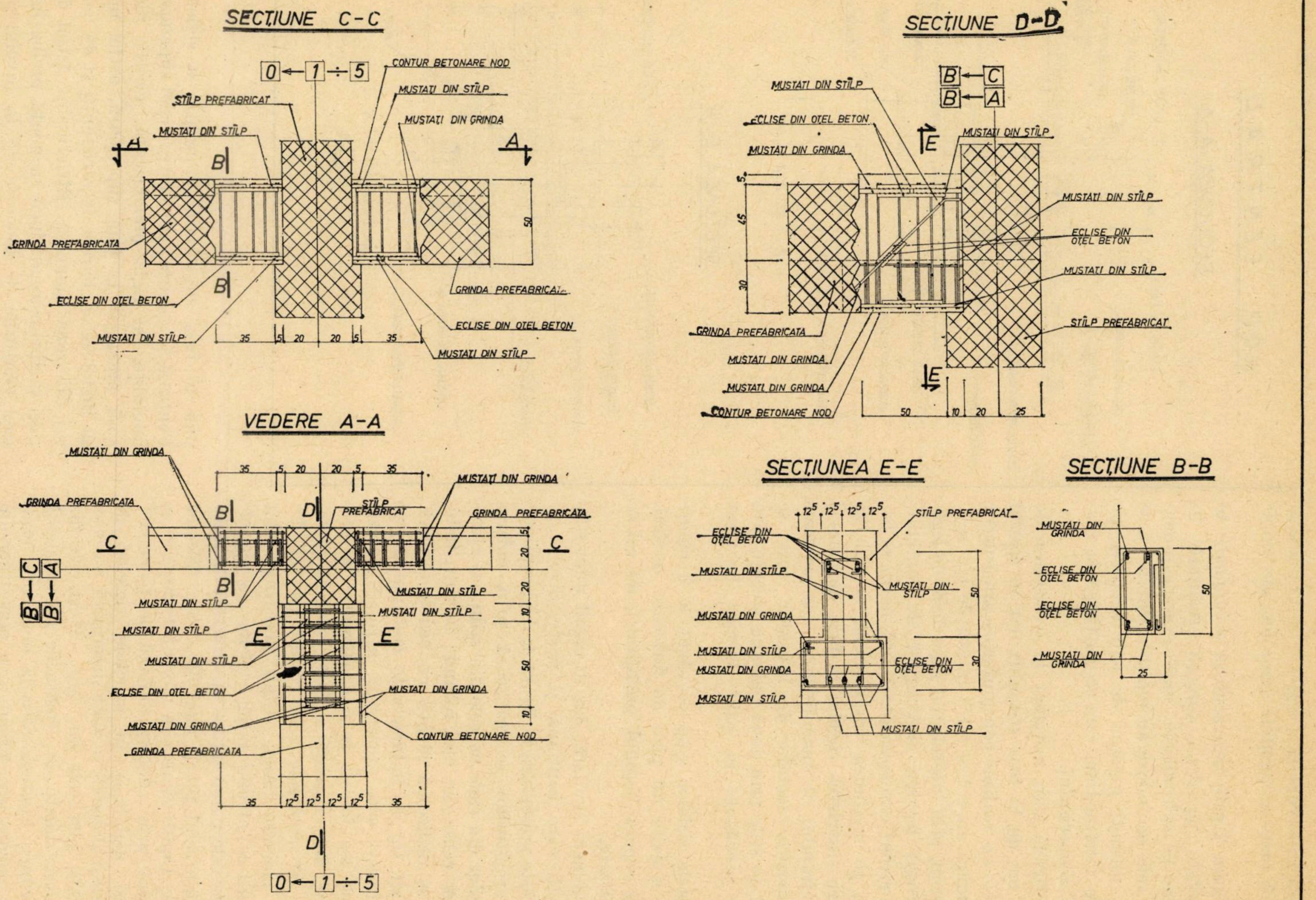

SECTIUNE C-C
MUSTATI DIN STÎLP
MUSTATI DIN GRINDA
CONTUR BETONARE NOD
MUSTATI DIN GRINDA
ECLISE DIN OTEL BETON
B→C
A
D
B
DISPOZITIV SUSTINERE GRINDA TRANSVERSALA
STÎLP PREFABRICAT
ECLISE DIN OTEL BETON
GRINDA PREFABRICATA
MUSTATI DIN GRINDA
5
45
30
50
10
40
10
50
SECTIUNE B-B
MUSTATI DIN GRINDA
MUSTATI DIN GRINDA
MUSTATI DIN STÎLP
1÷5
E
C
35
50
35
43
DISPOZITIV SUSTINERE GRINDA LONGITUDINALA
GRINDA PREFABRICATA
GRINDA PREFABRICATA
STÎLP PREFABRICAT
MUSTATI DIN GRINDA
25
25
VEDERE A-A
GRINDA PREFABRICATA
MUSTATI DIN GRINDA
MUSTATI DIN STÎLP
ECLISE DIN OTEL BETON
CONTUR BETONARE NOD
MUSTATI DIN GRINDA
L
L
1÷5
C
C
GRINDA PREFABRICATA
MUSTATI DIN GRINDA
MUSTATI DIN GRINDA
ECLISE DIN OTEL BETON
MUSTATI DIN GRINDA
MUSTATI DIN GRINDA
35
25
25
35
10
50
60
50
10
SECTIUNE D-D
12^5
ECLISE DIN OTEL BETON
MUSTATI DIN GRINDA
MUSTATI DIN GRINDA
MUSTATI DIN STÎLP
MUSTATI DIN GRINDA
ECLISE DIN OTEL BETON
MUSTATI DIN STÎLP
MUSTATI DIN STÎLP
DISPOZITIV SUSTINERE
5
45
30
SECTIUNE E-E
10
10
MUSTATI DIN GRINDA
ECLISE DIN OTEL BETON
43
MUSTATI DIN GRINDA
DISPOZITIV SUSTINERE

Fig. 3 — Nod central



SECȚIUNE C-C

SECȚIUNE D-D

VEDERE A-A

SECȚIUNEA E-E

SECȚIUNE B-B

0 ← 1 ÷ 5
CONTUR BETONARE NOD
MUSTAȚI DIN STÎLP
STÎLP PREFABRICAT
MUSTAȚI DIN GRINDA
GRINDA PREFABRICATA
ECLISE DIN OȚEL BETON
A
B
C
D
E
B ← C
B ← A
ECLISE DIN OȚEL BETON
35
5
20
50
45
30
10
25
12^5

Fig. 4 — Nod marjinal

secţiunea transversală a riglei şi protejîndu-se totodată toate elementele metalice ale îmbinării.

În figura 3 este reprezentată o îmbinare de continuitate pe două direcţii realizată în întregime pe cale umedă, unde grinzile principale şi cele secundare au înălţimi diferite şi se află la ultimul planşeu de sub acoperiş, pe un stîlp intermediar, care nu participă la susţinerea acoperişului.

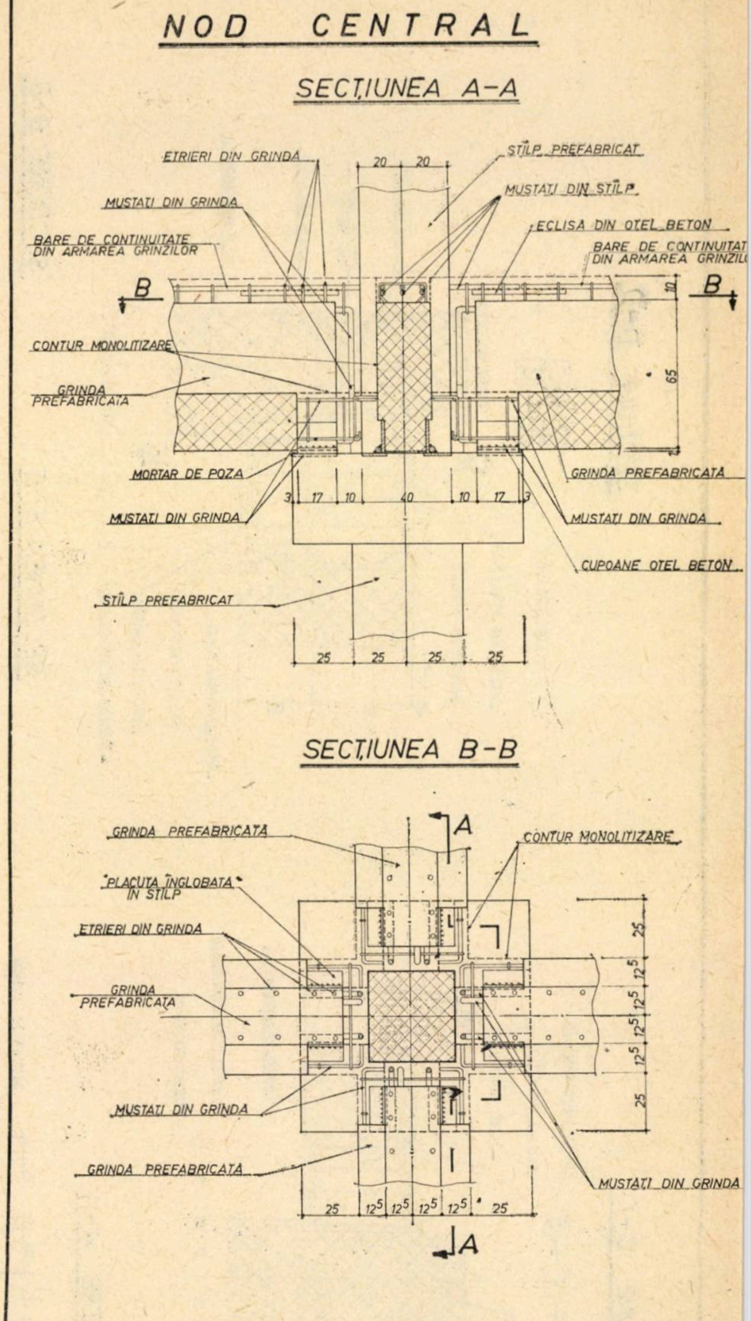
Aici riglele s-au secţionat la o distanţă de cca 50 cm de la faţa stîlpului, iar în spaţiul dintre ele s-a realizat continuitatea armăturilor prin sudură cu eclise între mustăţile din rigle şi din stîlp, prin intermediul unor bare de legătură. După legarea armăturilor de continuitate cu etrieri corespunzători, îmbinarea se betonează pe secţiunea transversală a riglelor.

Pentru susţinerea riglelor în faza de montaj şi a cofrajului de monolitizare, s-a prevăzut un dispozitiv metalic de inventar care se fixează de stîlp prin două buloane trecute prin găurile prevăzute în stîlp special în acest scop.

Capetele riglelor s-au prevăzut a fi cutate pentru a evita un plan de forfecare vertical, care să separe betonul prefabricat de cel de monolitizare.

O îmbinare similară, dar în cazul unui stîlp marginal, care continuă şi peste nivelul riglelor, este prezentată în figura 4. Aici continuitatea armăturilor se realizează prin sudarea mustăţilor din rigle cu cele din stîlp, cu ajutorul unor eclise din oţel rotund; în rest, îmbinarea se realizează identic cu cea anterioară.

Un alt tip de îmbinare de continuitate pe două direcţii este prezentată în fig. 5. Această îmbinare s-a folosit la o construcţie la care scheletul de rezistenţă a fost integral prefabricat, iar planşeele s-au turnat pe loc din beton monolit. Aici, stîlpii preturnaţi sînt prevăzuţi la nivelul tălpii riglelor cu console pe toate cele patru feţe şi cu mustăţi de rezistenţă la nivelul plăcii monolite, care reazemă pe rigle. Continuitatea la momente pozitive se realizează prin sudarea directă a plăcuţelor metalice înglobate în capetele riglelor, de plăcuţele înglobatele în faţa superioară a consolelor. Atît plăcuţele din rigle, cît şi cele din stîlpi sînt sudate de armăturile de rezistenţă ale acestora. Continuitatea la momente negative se asigură prin prelungirea mustăţilor din stîlpi cu bare de rezistenţă sudate de aceste mustăţi cu ajutorul unor eclise, bare, care se dispun în fîşia superioară, monolită, a riglelor Pentru a se asigura conlucrarea fîşiei superioare, monolite, cu rigla prefabricată, etrierii riglei s-au prelungit la faţa superioară, astfel încît să înglobeze şi barele de rezistenţă şi de montaj din zona monolită. Etrierii sînt astfel dispuşi şi dimensionaţi încît să poată prelua integral eforturile de lunecare de la nivelul planului de separaţie dintre zona prefabricată şi cea monolită.


NOD CENTRAL
SECŢIUNEA A-A
ETRIERI DIN GRINDA
MUSTAŢI DIN GRINDA
BARE DE CONTINUITATE DIN ARMAREA GRINZILOR
STÎLP PREFABRICAT
MUSTAŢI DIN STÎLP
ECLISA DIN OŢEL BETON
BARE DE CONTINUITAT DIN ARMAREA GRINZIL
B
B
10
65
CONTUR MONOLITIZARE
GRINDA PREFABRICATĂ
MORTAR DE POZA
MUSTAŢI DIN GRINDA
GRINDA PREFABRICATĂ
MUSTAŢI DIN GRINDA
CUPOANE OŢEL BETON
STÎLP PREFABRICAT
20
20
3
17
10
40
10
17
3
25
25
25
25
SECŢIUNEA B-B
A
A
GRINDA PREFABRICATĂ
PLĂCUŢA ÎNGLOBATĂ ÎN STÎLP
ETRIERI DIN GRINDA
GRINDA PREFABRICATĂ
MUSTAŢI DIN GRINDA
GRINDA PREFABRICATĂ
CONTUR MONOLITIZARE
MUSTAŢI DIN GRINDA
25
12⁵
12⁵
12⁵
12⁵
25

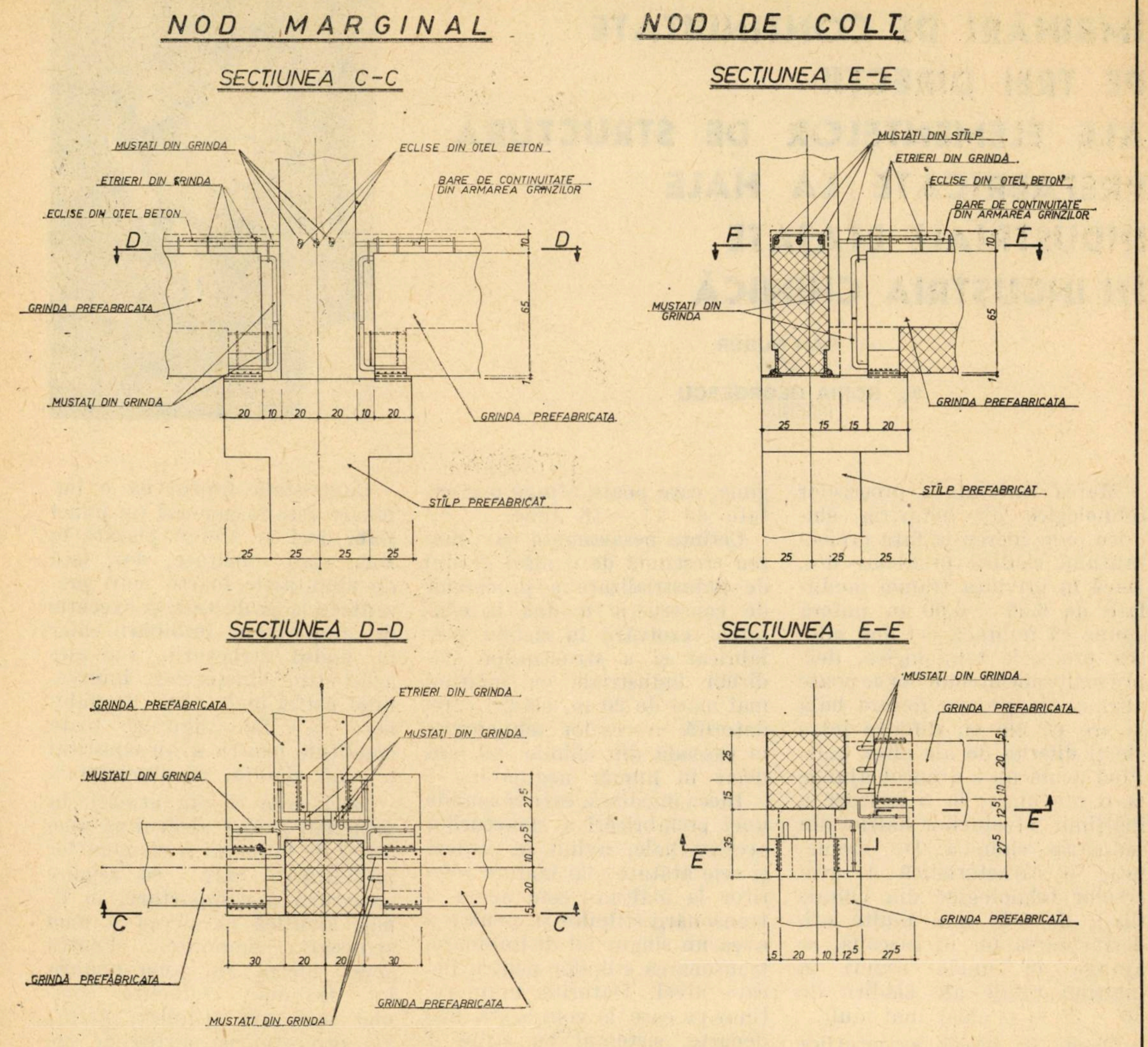

NOD MARGINAL
SECȚIUNEA C-C
MUSTAȚI DIN GRINDA
ETRIERI DIN GRINDA
ECLISE DIN OȚEL BETON
ECLISE DIN OȚEL BETON
BARE DE CONTINUITATE DIN ARMAREA GRINZILOR
D
D
10
65
1
GRINDA PREFABRICATA
MUSTAȚI DIN GRINDA
20 10 20 20 10 20
GRINDA PREFABRICATA
STÎLP PREFABRICAT
25 25 25 25
NOD DE COLȚ
SECȚIUNEA E-E
MUSTAȚI DIN STÎLP
ETRIERI DIN GRINDA
ECLISE DIN OȚEL BETON
BARE DE CONTINUITATE DIN ARMAREA GRINZILOR
F
F
10
65
1
MUSTAȚI DIN GRINDA
GRINDA PREFABRICATA
25 15 15 20
STÎLP PREFABRICAT
25 25 25
SECȚIUNEA D-D
GRINDA PREFABRICATA
ETRIERI DIN GRINDA
MUSTAȚI DIN GRINDA
MUSTAȚI DIN GRINDA
27⁵
12⁵
10
20
5
C
C
30 20 20 30
GRINDA PREFABRICATA
GRINDA PREFABRICATA
MUSTAȚI DIN GRINDA
SECȚIUNEA E-E
MUSTAȚI DIN GRINDA
GRINDA PREFABRICATA
25
15
35
5
20
10
12⁵
27⁵
E
E
GRINDA PREFABRICATA
5 20 10 12⁵ 27⁵

Fig. 5

Consolele stîlpilor asigură atît rezemarea riglelor, cît și protejarea cu beton a îmbinării inferioare, ele completîndu-se cu beton turnat pe loc pînă la cota planșeului monolit.

Riglele au secțiunea în formă de T întors, pentru a asigura rezemarea grinzilor secundare ale planșeului monolit.

În institutul nostru, în ultimii 4 ani, s-a proiectat un număr însemnat de construcții industriale cu structură integral sau parțial prefabricată, adoptîndu-se soluții variate, originale. Cu toată experiența dobîndită în acest timp, se resimte încă necesitatea clarificării unor aspecte teoretice și practice legate de structurile prefabricate, deoarece, pînă în prezent, singura confirmare a justeței soluțiilor aplicate de noi este lipsa vreunui accident la construcțiile în funcțiune.

CZ 624.023: 624.012.35.002

ÎMBINĂRI DE CONTINUITATE PE TREI DIRECŢII ALE ELEMENTELOR DE STRUCTURĂ PREFABRICATE LA HALE INDUSTRIALE ETAJATE ÎN INDUSTRIA CHIMICĂ

Ing. **DAN HUBER**
I.P.J. ILFOV
Ing. **HORIA GEORGESCU**
IPROSIN

Marea varietate a proceselor tehnologice din industria chimică pune mereu în faţa proiectantului clădirii probleme noi. Dacă în privinţa tramei modulare de 6,00 × 6,00 m putem spune că îmbracă cel mai adesea procesele tehnologice, despre înălţimile nivelurilor se poate afirma că aproape fiecare hală le are pe ale ei, diferite între ele şi diferite de ale altor hale. Pînă acum nu s-a putut ajunge la o modulare, la o tipizare a înălţimii nivelurilor halelor din industria chimică. De asemenea, o caracteristică a proceselor tehnologice din chimie fiind, de cele mai multe ori, desfăşurarea lor în cascadă, se ajunge în unele cazuri la înălţimi totale ale clădirii de 30 — 35 m şi chiar mai mult.

Dacă, în cazul structurilor din beton armat monolit, acest fapt nu punea la proiectare probleme mult diferite de cele de rutină, în cazul structurilor din elemente prefabricate de beton armat problemele au fost, în cea mai mare parte, noi.

Introducerea prefabricării structurilor halelor etajate s-a făcut începînd cu halele la care înălţimea totală nu depăşea 18 — 20 m. La acestea, stîlpii erau constituiţi dintr-o singură bucată. Motivul limitării la înălţimile arătate este evident dacă ne gîndim la problemele puse de confecţionarea şi montarea unui stîlp de 20 — 22 m lungime, care poate atinge o greutate de 15 — 18 tone.

Cerinţa permanentă şi mereu crescîndă de a mări gradul de industrializare a proceselor de construcţie a dus la căutarea rezolvării în sistem prefabricat şi a structurilor clădirilor industriale cu înălţimi mai mari de 20 m, clădiri care, datorită proceselor tehnologice în cascadă din chimie, nu sînt deloc în număr neglijabil.

Ideea imediată, care răspunde unei prefabricări a structurilor acestor hale, avînd în vedere şi cele arătate mai înainte referitor la înălţimi, este aceea a tronsonării stîlpilor şi, pentru a avea un singur fel de îmbinare, tronsonarea stîlpilor pentru fiecare nivel. Datorită unor raţiuni pe care le vom arăta mai departe, sistemul cu stîlpi T suprapuşi pe fiecare nivel a fost luat în considerare şi părăsit de la început, alegîndu-se sistemul de stîlpi cu capitel tronsonaţi pe fiecare nivel. De aici necesitatea de a proiecta un tip de îmbinare plasată chiar în nodurile structurii, deci o îmbinare triaxială, ortogonală.

Soluţia dată de I.P.C.T. unei astfel de îmbinări, la care stîlpii erau, de altfel, monoliţi, nu ne satisfăcea, în cazul nostru fiind vorba de clădiri înalte cu încărcări mari, unde zona nodurilor este foarte puternic solicitată şi unde numărul de bare de armare din stîlpi este însemnat.

Cunoaştem faptul că o îmbinare este în general un punct slab, deci ar trebui plasată în zone slab solicitate, dar, faţă de avantajele foarte mari prezentate la proiectare şi execuţie de amplasarea îmbinării chiar în nodul structurii, s-a ales acest tip, bineînţeles, intervenind astfel încît zonei de îmbinare să-i fie asigurate toate condiţiile pentru a nu constitui o zonă slăbită, ci dimpotrivă.

Deci, ceea ce am urmărit în principal a fost alcătuirea unei astfel de îmbinări a elementelor prefabricate care să asigure structurii o comportare, în final, identică cu aceea a unei structuri monolite. Pentru acest lucru, în zona nodurilor trebuiau refăcute complet secţiunile stîlpilor. Astfel, am proiectat la partea de sus a stîlpilor fiecărui nivel un capitel cu secţiuni rectangulare. Barele din armarea stîlpilor s-au prelungit dincolo de capitel.

Execuţia îmbinării a fost gîndită a se face în două faze (etape) :

Faza I (fig. 1) :

Pe capitelul stîlpului de la nivelul inferior se aşază grinzile transversale şi longitudinale de structură. Lungimea acestor grinzi este astfel stabilită încît, pe reazem, între feţele lor, să poată fi refăcută secţiunea stîlpului. Pentru a nu avea în aceeaşi hală rigle de

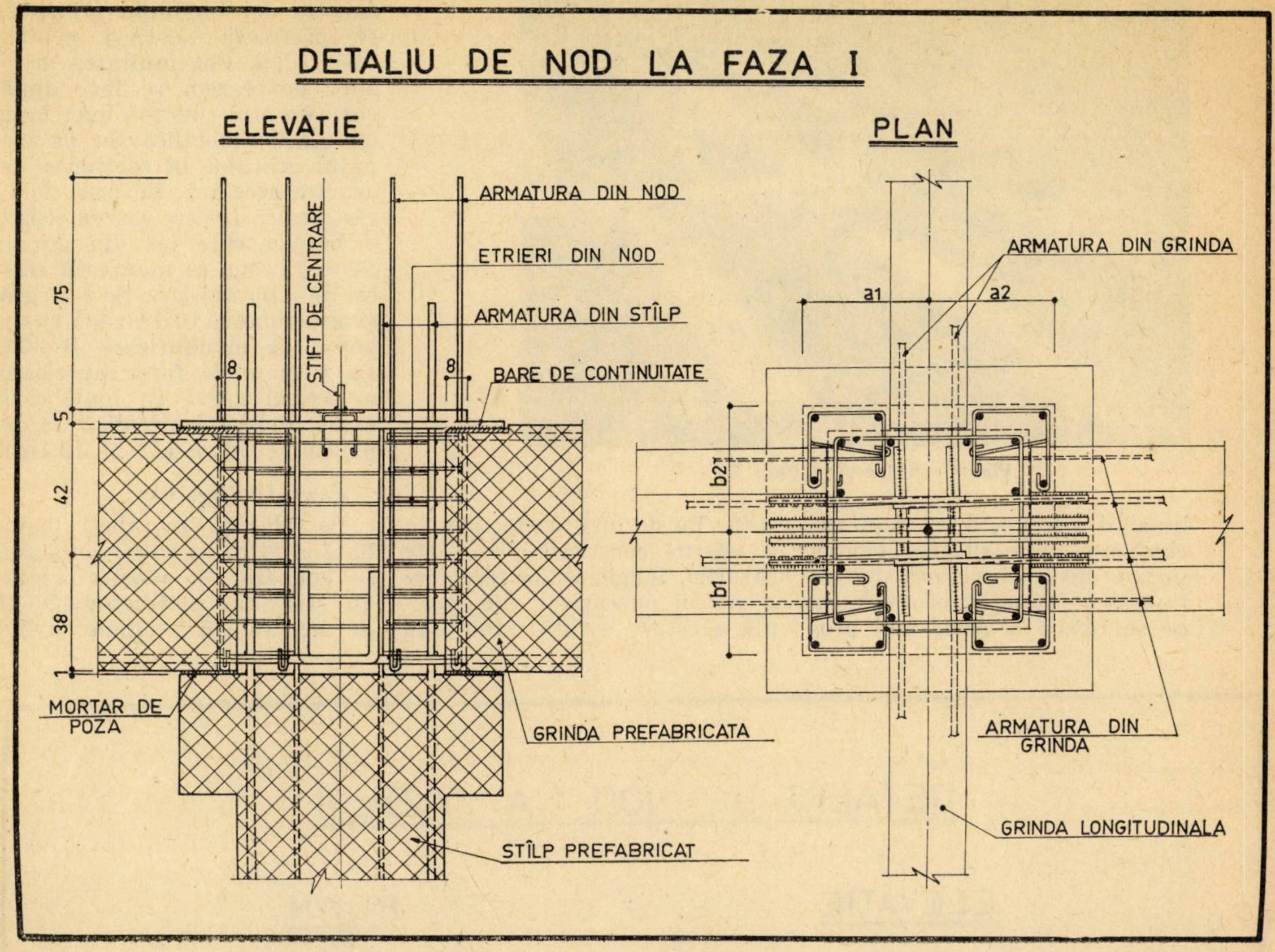

DETALIU DE NOD LA FAZA I
ELEVATIE
PLAN
ARMATURA DIN NOD
ETRIERI DIN NOD
ARMATURA DIN STÎLP
BARE DE CONTINUITATE
STIFT DE CENTRARE
75
5
42
38
1
8
8
MORTAR DE POZA
GRINDA PREFABRICATA
STÎLP PREFABRICAT
ARMATURA DIN GRINDA
a1
a2
b2
b1
ARMATURA DIN GRINDA
GRINDA LONGITUDINALA

Fig. 1 — Nod central (faza I)

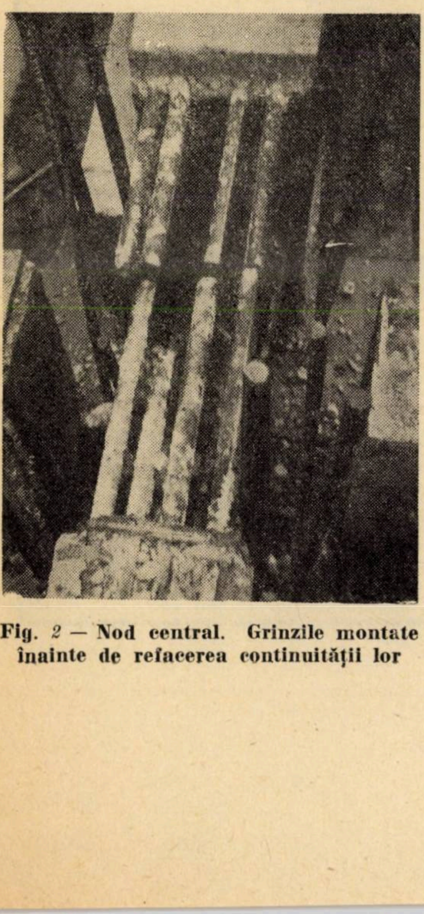


Fig. 2 — Nod central. Grinzile montate înainte de refacerea continuității lor

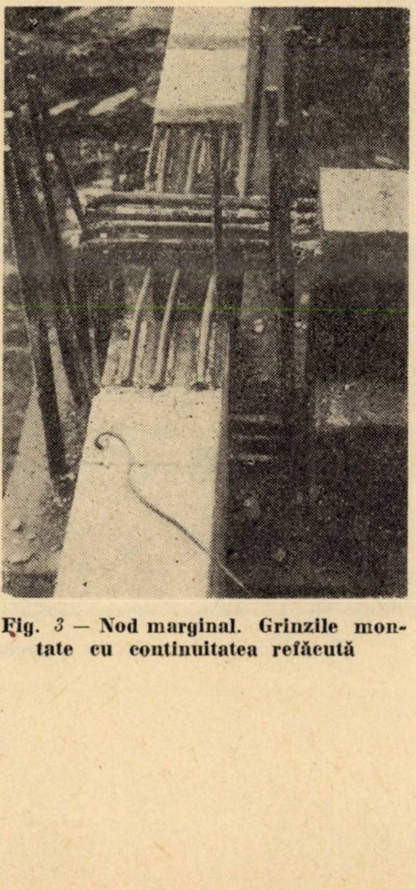


Fig. 3 — Nod marginal. Grinzile montate cu continuitatea refăcută

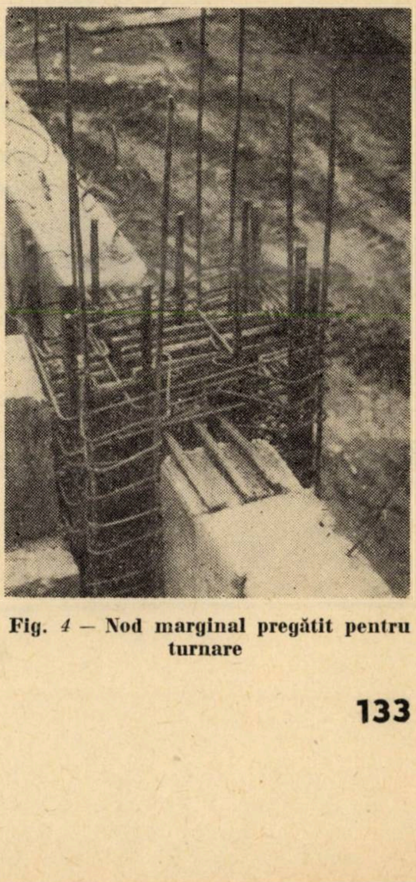


Fig. 4 — Nod marginal pregătit pentru turnare

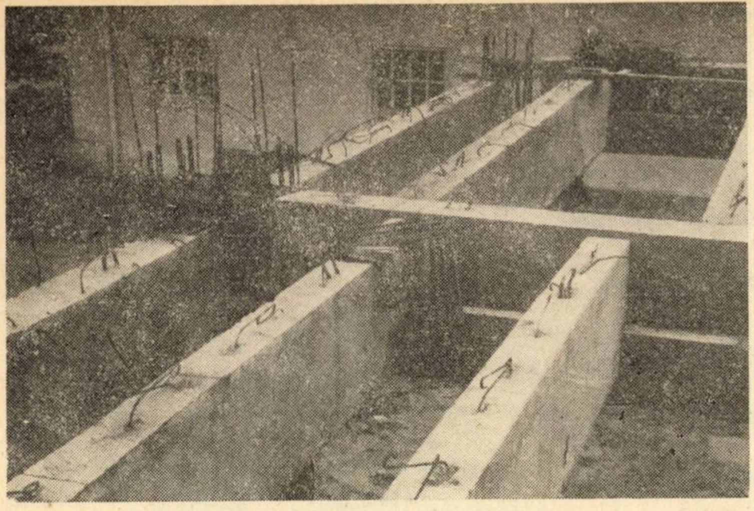


Fig. 6 — Nod central (faza II)

lungimi diferite, după cum variază secțiunile stîlpilor pentru fiecare nivel, lungimea lor se fixează în funcție de secțiunea ce se reface a celui mai gros stîlp. Pe de altă parte, pentru a păstra constantă, în toate cazurile, lungimea de rezemare a grinzii pe capitel, dimensiunile acestuia, o dată stabilite în funcție de lungimile grinzilor, se păstrează aceleași pentru toți stîlpii. Continuitatea grinzilor pe reazem se face după caz : fie prin sudarea unor bare pe plăcile metalice de pe capătul grinzilor la secțiunea de armare necesară, fie prin sudarea, prin petrecere sau cu eclise, a barelor care ies din grinzi. Pe toată zona se montează etrieri de stîlp îndesiți. Se cofrează și se betonează toată zona cu un beton de monolitizare B 300. La turnare, la fața superioară a acestei zone se înglobează exact o plăcuță metalică de dimensiuni reduse (12 × 12 cm).

Faza II (fig. 6) :

Pe plăcuța metalică înglobată la turnarea zonei din faza I se sudează, în poziție axată, un știft din oțel-beton Ø 25 de cca 10 cm lungime, avînd

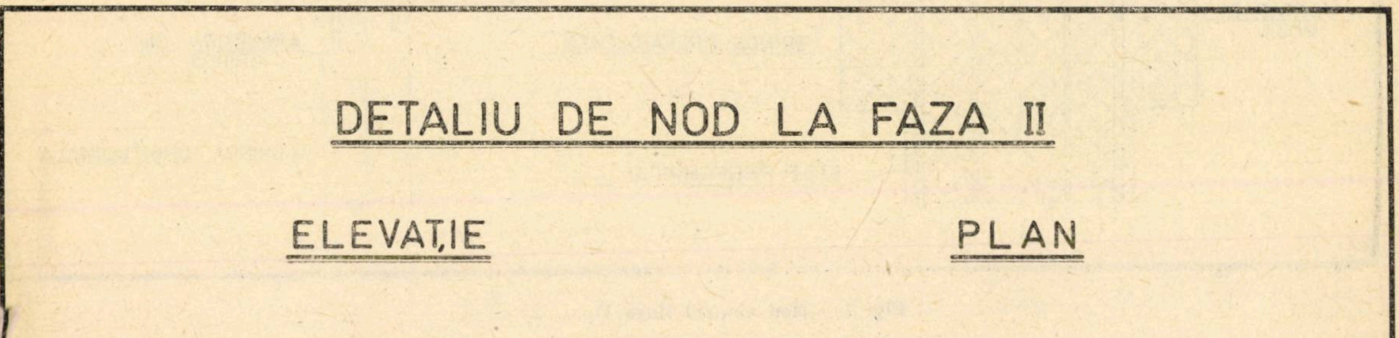

DETALIU DE NOD LA FAZA II
ELEVAȚIE
PLAN
STÎLP PREFABRICAT
a1
a2
B
B
ARMATURA DIN STÎLP
ECLISE DE ÎNADIRE
PIVOT PREFABRICAT
ARMATURA DIN MONOLITIZARE
ETRIERI DIN NOD
MORTAR DE POZA
GRINDA PREFABRICATA
ARMATURA DIN STÎLP
a1
a2
b2
b1
PIVOT PREFABRICAT

Fig. 5 — Același nod în ansamblul elementelor

funcţia de centrare a stîlpului superior ce urmează a se monta. Pentru înnădire, stîlpul superior are, la partea de jos, pe o lungime de cca 50 cm, secţiunea redusă la dimensiunea de 20 × 20 cm, barele de armare ieşind liber pe laturile lui. Stîlpul este adus cu macaraua, introdus în ştiftul de centrare şi fixat, din două direcţii perpendiculare, de riglele planşeului cu nişte dispozitive metalice reglabile, asemănătoare celor care se folosesc la fixarea panourilor mari de clădiri. După fixare, stîlpul poate fi lăsat din macara. Se aduce la verticală manevrînd dispozitivele metalice, iar din jocul pe ştift poate fi corectată axarea. Prin proiectare, barele care vin de la stîlpul inferior şi care trec prin zona monolitizată la faza I sînt în număr şi secţiune corespunzătoare eforturilor de calcul din secţiunea superioară nodului. Ele se sudează cu eclise de barele stîlpului superior ; se montează etrierii necesari, iar pentru a asigura o bună turnare a betonului pe această zonă, precum şi din considerente de rezistenţă, se cofrează un soclu care depăşeşte secţiunea stîlpului cu cîte 8 cm pe fiecare latură, suficient pentru a pătrunde lama vibratorului. Această îngroşare se regăseşte şi la faza I, ea fiind prevăzută şi acolo. Ambele îngroşări se armează constructiv.

Betonarea zonei se face cu un beton de monolitizare B 300.

După sudarea barelor stîlpului, deci chiar înainte de betonare, dispozitivele metalice reglabile pot fi îndepărtate şi refolosite în continuare ; în acest fel numărul de seturi de aceste dispozitive este de aproximativ 12 pentru a asigura ritmicitatea montajului.

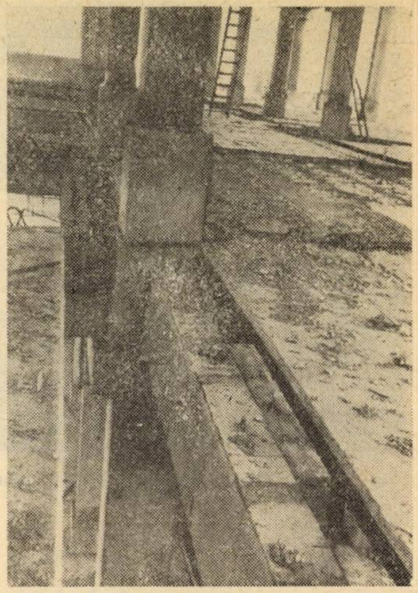


Fig. 9 — Nod central betonat (faza I + II)

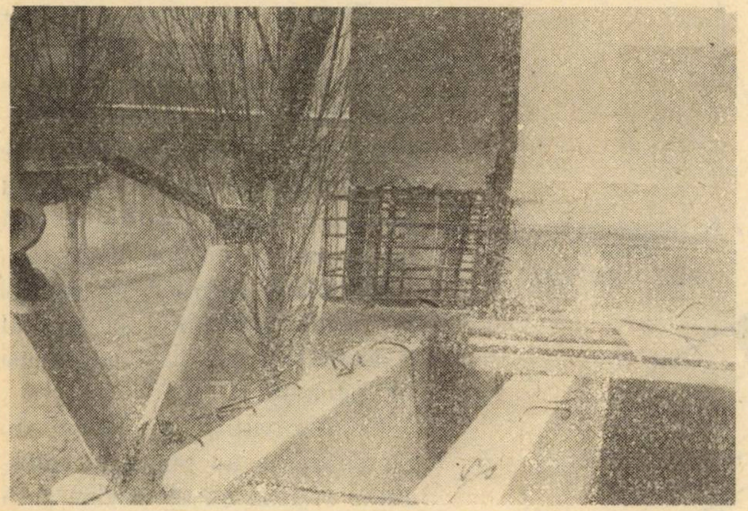


Fig. 7 — Zona fazei II cu armăturile sudate şi etrierii montaţi

În ceea ce priveşte comportarea structurii astfel monolitizată la secţiunea sarcinilor orizontale din seism, se poate obţine, prin variaţia secţiunilor stîlpilor, o bună conformare a rigidităţilor de nivel, iar datorită îngroşării secţiunii stîlpului deasupra şi dedesubtul nodului, fără măsuri speciale de ductilizare a secţiunii, se obţine ca momentul plastic al secţiunii refăcute a stîlpilor să fie, aproape în toate cazurile,

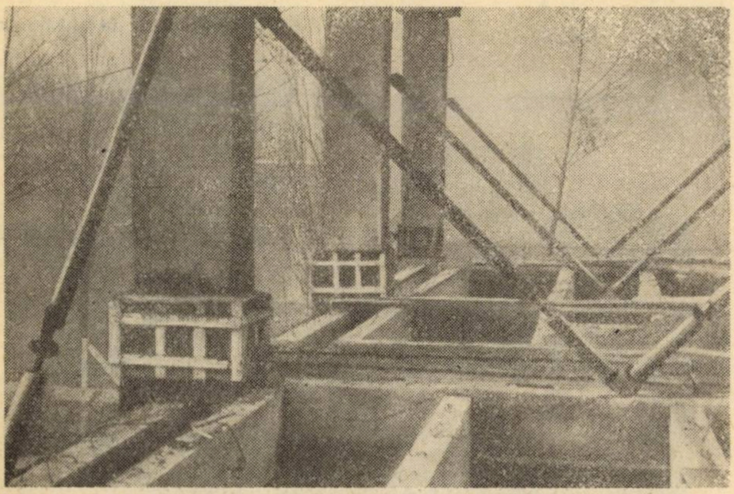


Fig. 8 — Stîlpi fixaţi pentru monolitizare

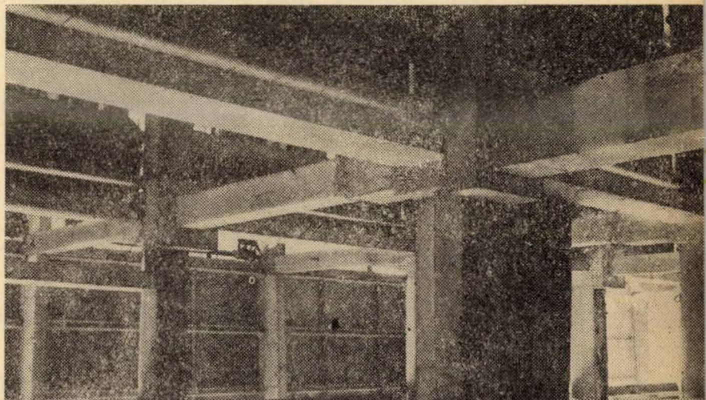


Fig. 10 — Aspectul îmbinărilor pe două niveluri

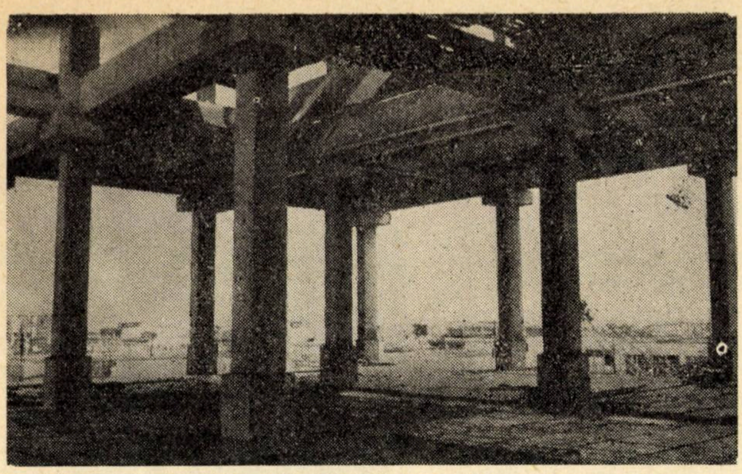


Fig. 11 — Modul cum apar îngroșările la un nivel

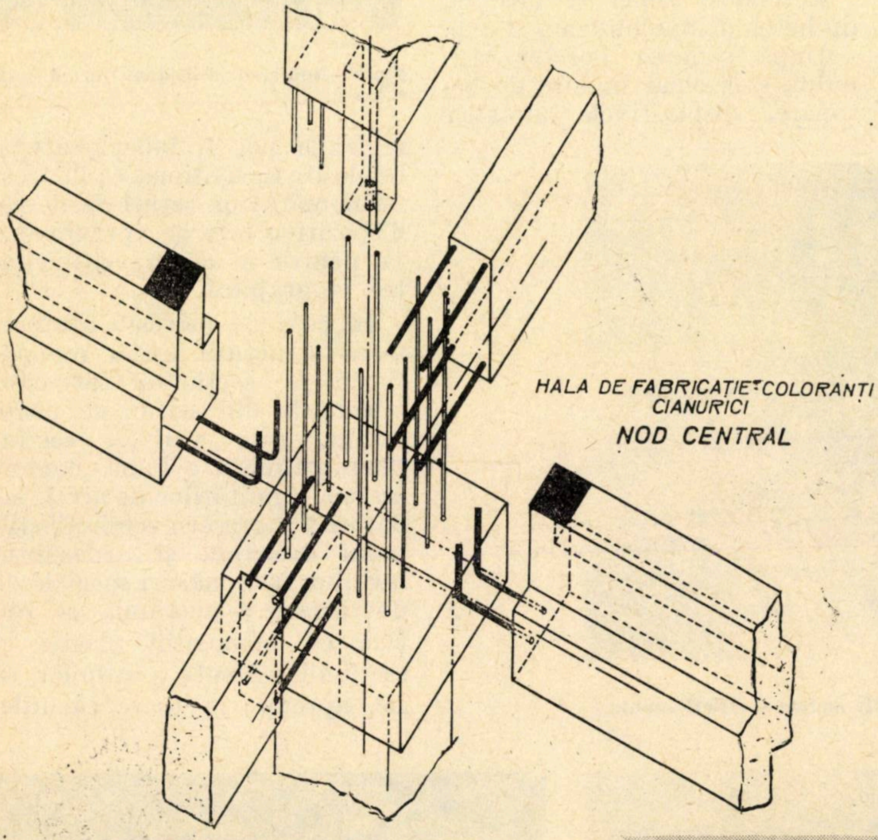


Fig. 12 — Aspectul îmbinării pe trei direcții în forma nodului explodat

pentru nodurile centrale, mai mare ca suma momentelor plastice ale grinzilor adiacente, pentru fiecare direcție în parte.

Această îmbinare asigură refacerea, în cele mai bune condiții, a zonei nodului, adică a refacerii continuității elementelor concurente în nod pe cele trei direcții.

Avantajele în execuție pe care le prezintă acest tip de îmbinare sînt numeroase.

Un prim și esențial avantaj este acela că permite corectarea abaterilor dimensionale sau de montaj (axare, cote de nivel) la fiecare nivel în parte, influența unor abateri, cum ar fi abaterea la lungimea grinzilor, fiind complet eliminată. Sistemul de care am amintit la început, și anume cel cu stîlpii T suprapuși, l-am eliminat tocmai pe considerentul că o corectare a unor abateri care depășesc abaterile limită din confecționare sau montaj este foarte greu de realizat în practică.

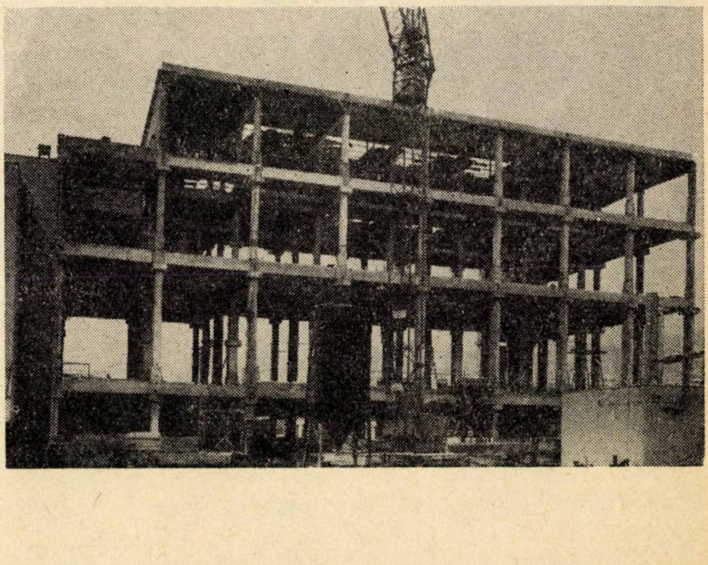
Un alt avantaj este acela că executarea refacerii continuității elementelor — grinzi și stîlpi — se face în spații largi, din poziții bune de lucru, iar verificarea execuției se poate face, de asemenea, ușor.

Faptul că nu sînt necesare macarale de mare tonaj, greutatea celor mai mari elemente prefabricate constituente fiind de cca 5 tone, reprezintă încă un avantaj, de loc neglijabil.

Turnarea stîlpilor cu capitel nu pune probleme, ei putînd fi executați pe piste suprapuși (în pachet).

Un dezavantaj al acestui tip de îmbinare ar putea fi considerat faptul că se revine încă o dată la un același nod pentru betonare. Printr-o bună orga-

Fig. 13 — Vedere laterală de ansamblu



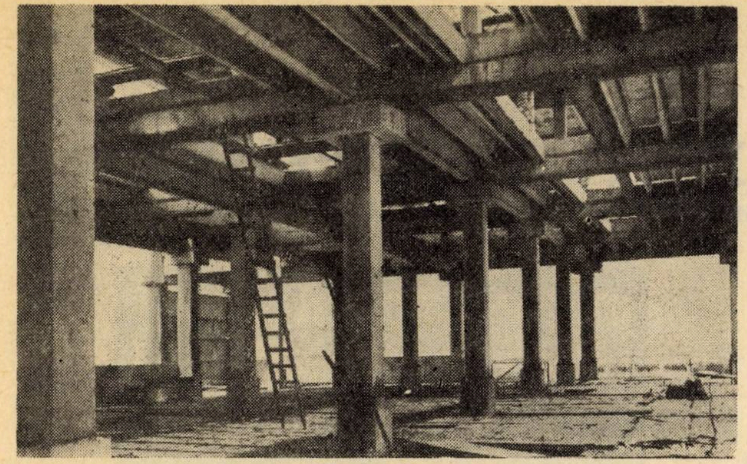


Fig. *14* — Detalii de interior

nizare a execuţiei, însă, acest dezavantaj poate fi redus la minimum.

Prima hală etajată integral prefabricată, cu elementele structurii îmbinate după trei direcţii, proiectată de noi la IPROSIN şi, după cunoştinţa noastră, prima de acest gen, a fost clădirea Secţiei de coloranţi cianurici de la Uzina ,,Colorom'' Codlea (constructor : Trustul de construcţii industriale Braşov).

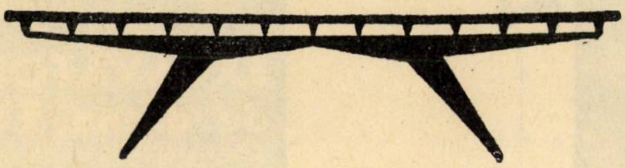
Hala are trei deschideri a 6,00 m, opt travee a 6,00 m şi patru niveluri, înălţimea totală fiind de 24 m.

Altă construcţie proiectată de noi, acum în curs de execuţie la Uzina chimică Rîşnov, este o platformă etajată — cu şapte niveluri — cu aspect de lamă, avînd lăţimea de 6,00 m, lungimea de 36,0 m şi înălţimea totală de 35,0 m.

De asemenea, în cadrul IPROSIN s-au mai proiectat încă patru hale cu acelaşi sistem de îmbinare şi care se află în diferite stadii de execuţie.

Ceea ce lipseşte este însă o verificare experimentală a modului de comportare sub sarcină a acestui tip de îmbinare faţă de ipotezele avute în vedere la proiectare, deoarece singura verificare de pînă acum a fost comportarea construcţiei de la ,,Colorom'' Codlea sub încărcări.

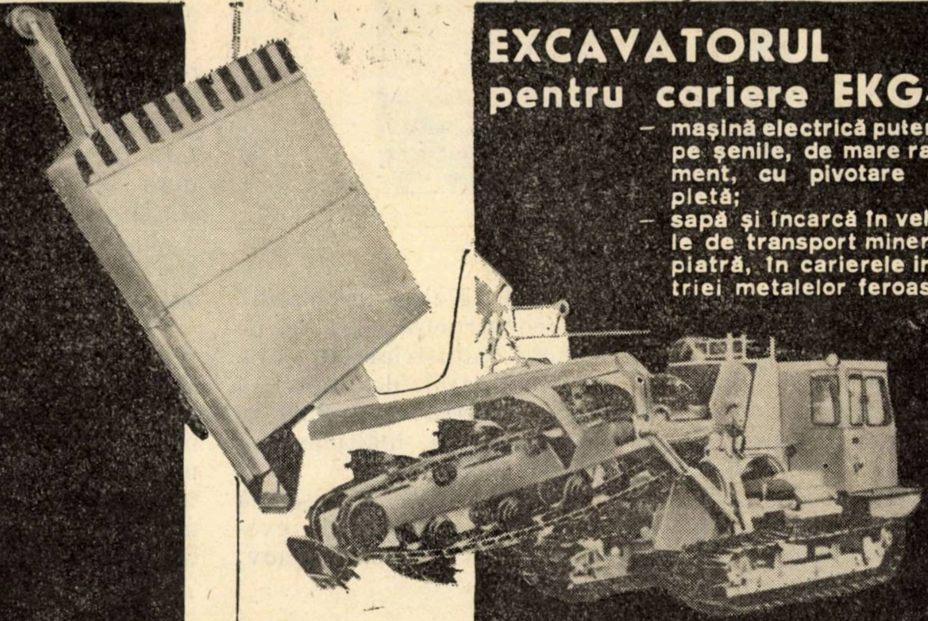
Se impune deci, după părerea noastră, ca institutele de cercetări din ţară să înscrie în planul lor de lucru efectuarea de încercări şi verificări pentru stabilirea modului optim de dimensionare, conformare şi execuţie a acestor îmbinări.

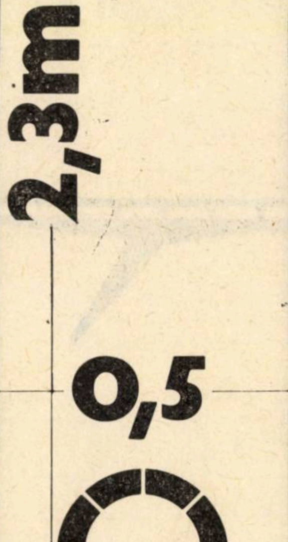


ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

MACHINOEXPORT

☎ 147-15-62 SSSR MOSKVA 117330 7207 MOSKVA V-330





EXCAVATORUL pentru cariere EKG-81

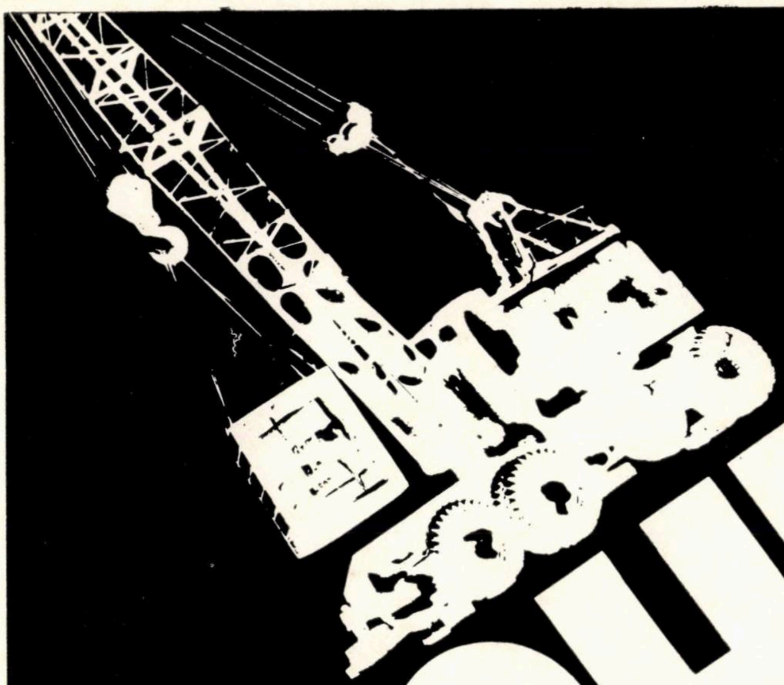
- mașină electrică puternică pe șenile, de mare randament, cu pivotare completă;
- sapă și încarcă în vehicule de transport minereu și piatră, în carierele industriei metalelor feroase și neferoase, în minele de cărbune și în industria materialelor de construcții;
- este dotat cu o cupă de 8 m^3 pentru solurile grele;
- are o rază de lucru de 18,34 m pentru o înălțime maximă de 13,16 m

EXCAVATORUL de drenaj ETC-202 A

- sapă tranșee de 230 cm adîncime și de 50 cm lățime, cu viteze de 15 la 590 m/oră și pozează simultan conducte de ceramică sau material plastic;
- utilizat la săparea tranșeelor sub fundații continue de construcții, canalizări, la instalarea cablurilor de telecomunicații și electrice.

PUBLICOM

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1883



MACHINO EXPORT

AUTOMACARALELE KS—1562, KS—2561 E, KS—2561 D
ŞI KS—3562 A DE 4 t, 6,3 t ŞI 10 t

* randament, economie, securitate
* supleţe în manevrare, capacitate superioară de străbatere a drumurilor grele
* funcţionare asigurată pretutindeni, din extremul Nord pînă la tropice
* uşor transportabile, cu toate echipamentele schimbabile

ENGINEERING
Studien, Planung
Dienstleistungen
Bauten
Montage
Installationen

1973 SEP. 6

ARCOM

Calea Victoriei 91—93
Fernruf: 14 98 33
Drahtanschrift: ARCOM — Bukarest
Fernschreiber: 490
ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCȚII-MONTAJ
RUMÄNISCHES UNTERNEHMEN
FÜR BAU- UND MONTAGEARBEITEN

Taxele poștale plătite în numerar pentru anul 1973, conform a robării D.P.D.P. nr. 137/578/1973

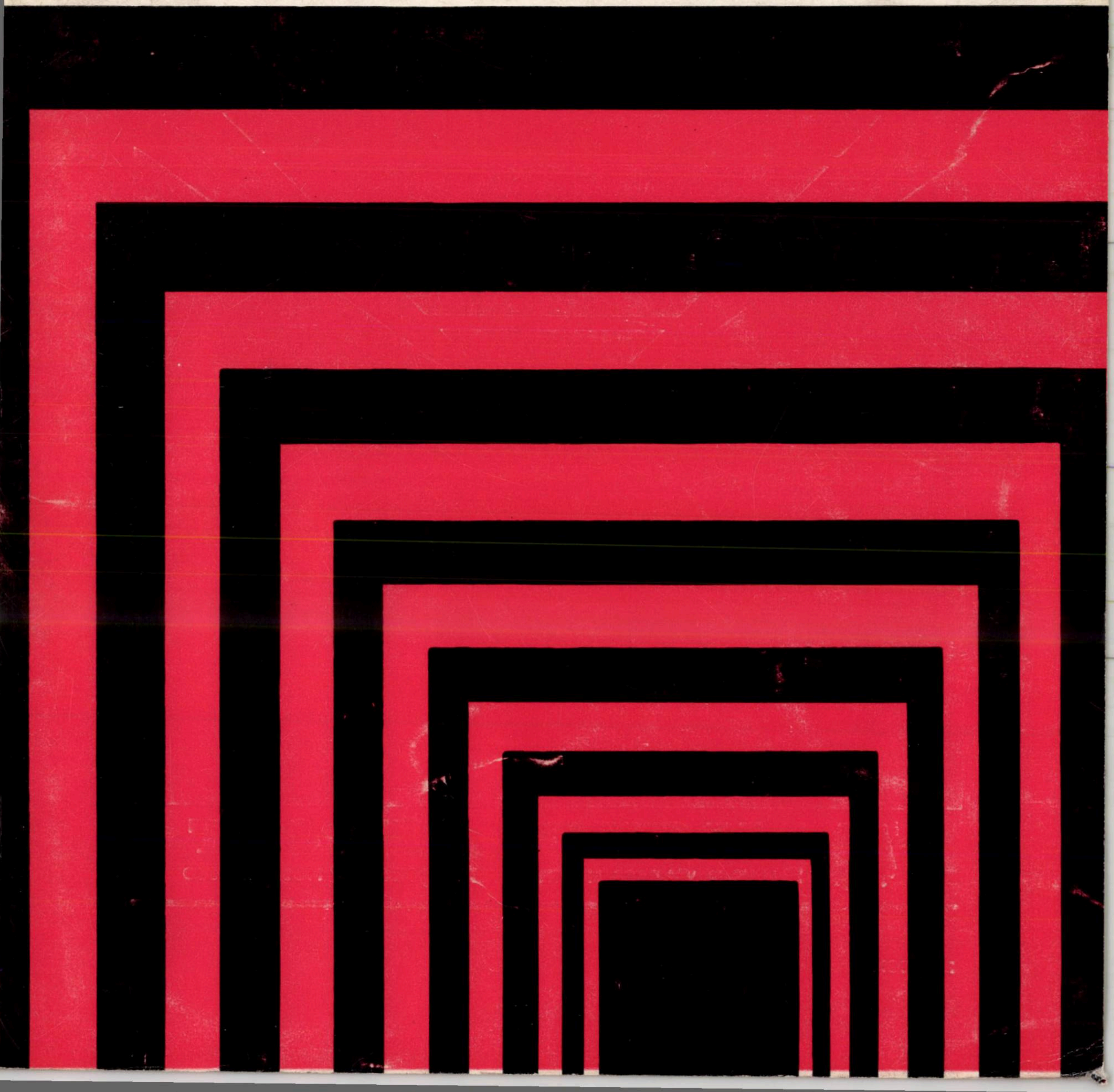
E 1688

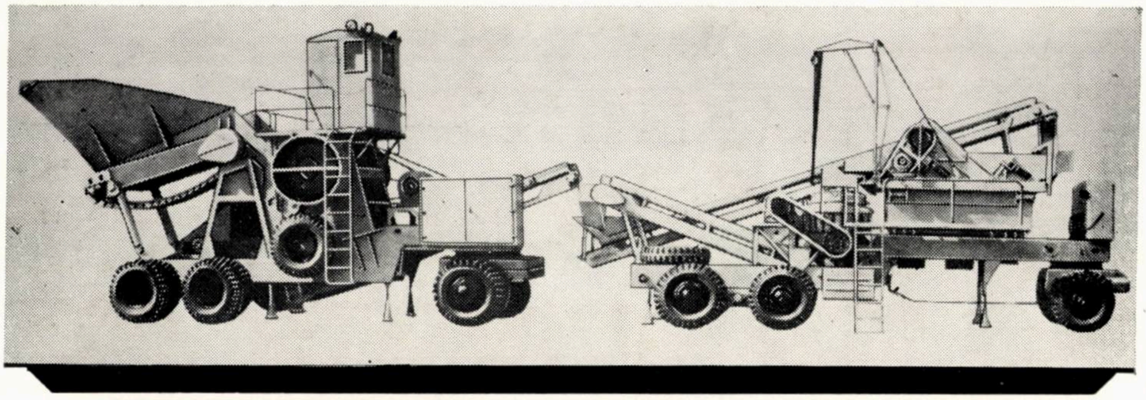
R

CONSTRUCȚII

PETERALVA

7 □ 1973





Pentru concasarea
și sortarea calcarurilor,
granitului, gresiei și altor roci
și materiale de construcții

Concasoarele-sortatoare mobile pe pneuri

sînt utilizate la construcții și reparații de drumuri, autostrăzi, aerodromuri, lucrări hidraulice și alte construcții de beton.

Modelul D-562, cu motor electric sau Diesel,
este prevăzut pentru o sortare în trei fracțiuni pînă la 12 m³ oră

Modelul SM-739/SM-740

. . . cu motor electric
. . . concasare în două trepte
. . . sortare în trei fracțiuni
. . . se poate completa la nevoie cu stații Diesel-electrice
. . . randament pînă la 45 m³/oră

Livrabile cu unelte, accesorii și piese de schimb.

MACHINOEXPORT
☎ 147-15-42 SSSR MOSKVA 117330 7207 MOSKVA V-330

PUBLICOM

CONSTRUCȚII

Nr. 7/1973
ANUL XXV

CUPRINS

Ing. Vladimir VASILACHE
Aspecte ale industrializării construcțiilor de locuințe cu regimul P + 10 niveluri din București 1 C

Prof. dr. ing. Marin PĂUNESCU, ing. Angelu GÎDEA, ing. Agneta GRUIA
Unele aplicații ale penetrării la calculul capacității portante a piloților 5 R

Dr. ing. Einar KEINTZEL
Calculul în domeniul plastic al construcțiilor cu diafragme 16 R

Prof. dr. ing. Virgil FOCȘA, asist. ing. Rodica SARDINO și ing. Tudor PATELLI
Comportarea higrotermică a unor structuri ușoare de pereți și acoperișuri utilizate la construcții zootehnice 25 R

Conf. ing. Antonie TRELEA
Aspecte privind tehnologia betoanelor cu agregate ușoare. Stabilirea compoziției (I) 36 R

CRONICA

Dr. ing. Nicolae BOGDAN
Simpozionul „Schimb de experiență asupra perfecționării metodelor și formelor de planificare și conducere economică în construcții, în țările membre ale C.A.E.R." 45 C

Din activitatea comisiilor F I P: Utilizarea betonului precomprimat la fundații, cadre și batiuri de mașini 49 C

RECENZII

DOCUMENTARE

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACȚIE:

Ing. EMILIAN BAICULESCU

Acad. prof. ing. ȘTEFAN BĂLAN

Acad. prof. ing. AUREL BELEȘ

Ing. TRAIAN BIGAN

Ing. CĂLIN DAN

Ing. RĂDUCANU CIOROIU

Prof. dr. DAN F. DUMITRESCU

Ing. VASILE DUMITRESCU

Ing. DINU ELIADE

Dr. ing. IOAN FĂCĂOARU

Prof. dr. VIRGIL FOCȘA

Ing. DAN GHIȚESCU

Ing. MIRCEA IATAN

Ing. PANAIT IONESCU

Ing. NICOLAE LASZLO

Prof. ing. DAN MATEESCU

Ing. HERCULE MĂNESCU

Prof. ing. MIRCEA MIHAILESCU

Ing. ION NEAGU

Ing. RADU NEGRU

Ing. DINU NICULESCU

Ing. TUDOR PATELLI

Ing. MIRCEA POPOVICI

Ing. MIHAI RAMBA

Ing. ȘTEFAN RĂDVAN

Ing. MIRCEA SIMNICEANU

Prof. ing. ION STĂNCULESCU

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU

Ing. ADRIAN STĂNESCU

Ing. ARA TACORIAN

Ing. I. TORINGHIBEL

Ing. ION VASILESCU

Ing. MIRCEA VERNESCU

Ing. PETRU VERNESCU

REDACTOR RESPONSABIL:

Ing. MIRCEA LUPAN

EDITOR:

CENTRUL DE DOCUMENTARE
PENTRU CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ
ȘI SISTEMATIZARE

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

București, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuța poștală nr. 2980. Of. poștal 22, Telefon: 16 49 14

ȘEFUL REDACȚIEI: *Alexandru Țînțăreanu*

REDACTORUL EDIȚIEI: *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACȚIE: *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I.P. Informația — str. Brezoianu nr. 23 — București

ABSTRACTS

VL. VASILACHE : Some aspects of construction industrialization of ten-storied appartment buildings in Bucharest

The criteria that have determined the choice of the ways of industrializing the procedures in dwelling-building in Bucharest are shown.

Further, the way industrialization has been applied in construction, correlated with the development stages of the contractor's material base and with the user's functional requirements is presented according to varions types of buildings.

M. PĂUNESCU, A. GIDEA, A. GRUIA : Some applications of penetration to the calculation of the bearing capacity of piles

The results of some penetration tests carried out in the west of Romania are presented. These results are used to estimate bearing capacity of prefab or cast-in-situ short piles.

E. KEINTZEL : About plastic design of diaphragmed structures

The author deduces relations for the plastic design of the buildings with diaphragms, considering the lintels' plastification and respecting the condition of compatibility of the plastic joint rotation of their ends.

For the buildings situated in seismic regions, the condition of reaching an imposed ductility factor is added. These relations can also be used to test the ductility of the structures with diaphragms, calculated in the elastic stage.

V. FOCŞA, R. SARDINO, T. PATELLI : Hygrothermic behaviour of some light — structured walls and roofs used in zootechnical constructions

The results of the theoretical study and experimental measurements concerning the hygrothermic behaviour of some agrozootechnical constructions made of light walls and roofs are presented in the article. The conclusion is that walls and roofing structures with higher thermal resistance than those provided by the standards in force have to be adopted, as well as the thermal adjustment of the thermal bridges.

A. TRELEA : Aspects concerning lightweight aggregate concrete processing. Determination of composition

A method of establishing the lightweight aggregate concretes composition is presented. It consists in determining a 'fundamental composition' from which 'derived compositions' are then deduced, using some corrections.

The 'fundamental composition' is generally established once for a type of aggregate, becoming a characteristic of it. In 'the lab derived compositions' the proportion of the components is varied with the aim of obtaining concretes with the required characteristics, in lab conditions. The compositions for the current production permit to realize on site concretes with characteristics similar to those studied in the lab.

The corrections applied in view of obtaining 'compositions meant to current production' depend, as volume, on the level of the technology adopted at concrete components batching and its compaction, as well as on the aggregates screening quality, permitting to evaluate quantitatively the effects of advanced processing procedures of batching and compacting the concretes and of screening the aggregates respectively.

The application of this method permits to accomplish systematic investigations concerning the light aggregate concretes properties as it enables to isolate the influence of the various factors.

RÉSUMÉS

VL. VASILACHE : Aspects concernant l'industrialisation de la construction de logements rez-de-chaussée + 10 étages à Bucarest

L'article contient les critères d'après lesquels on a choisi les voies de l'industrialisation du processus de production dans la construction de logements à Bucarest.

On présente de manière différenciée sur categories de bâtiments, la modalité dont l'industrialisation est appliquée dans la construction, en corrélation avec les étapes de développement de la base matérielle du constructeur ainsi qu'avec les exigences fonctionnelles de l'usager.

M. PĂUNESCU, A. GIDEA, A. GRUIA : Quelques applications de la pénétration au calcul de la capacité portante des pilotis

On expose les résultats d'un nombre d'essais de pénétration effectués dans l'ouest de la Roumanie. Ces résultats sont utilisés à estimer la capacité portante des pilotis courts, préfabriqués ou coulés in situ.

E. KEINTZEL : Sur le calcul plastique des constructions à diaphragmes

On déduit des relations concernant le calcul plastique des constructions à diaphragmes, en considérant la plastification des linteaux et en respectant la condition de compatibilité des rotations des jointures plastiques de leur bouts.

Pour les constructions emplacées dans les régions sismiques on introduit en outre la condition de toucher un facteur de ductilité imposé. Ces relations peuvent servir aussi à vérifier la ductilité des bâtiments à diaphragmes, calculés en état élastique.

V. FOCŞA, R. SARDINO, T. PATELLI : Le comportement hygrothermique de certaines structures légères de parois et toitures employées dans les constructions zootechniques

On présente les conclusions d'une étude théorique et des mesurages expérimentaux concernant le comportement hygrothermique de certaines constructions agrozootechniques à parois et toitures en structures légères.

La conclusion qui s'impose est qu'il faudrait adopter des structures de parois et terrasses à résistances thermiques meilleures que celles prévues par les standards en vigueur, la correction des ponts thermiques et l'adoption de systèmes de ventilation efficaces, de conception et exploitation adéquates.

A. TRELEA : Aspects concernant la technologie des bétons à agrégats légers. Détermination de la composition

Une méthode destinée à établir la composition des bétons à granulats légers, résidant en la détermination d'une ,,composition de base'' d'ou, en appliquant quelques corrections, il en résultent des ,,compositions dérivées''.

,,La composition de base'' s'etablit generalement une seule fois pour un type d'agregat qu'elle caractérise. Dans les ,,composition derivées de laboratoire'' on varie la proportion des composants pour obtenir des bétons aux caracteristiques exigées, en conditions de laboratoire. Les compositions pour la production courante assurent la réalisation sur chantier des bétons aux caractéristiques similaires à ceux étudiés en laboratoire.

Les corrections appliquées en vue d'obtenir des ,,compositions pour la production courante'' dépendent, en ce qui concerne le volume, du niveau de la technologie adoptée au dosage des composants du béton et au compactage de celui-ci, ainsi que de la qualité du sortage granulométrique, permettant d'évaluer, du point de vue quantitatif, les effets des procédés technologiques développés de dosage et compactage du béton, le sortage des agrégats y compris.

L'emploi de cette méthode permet d'effectuer des études systématiques de toutes les propriétés des bétons à agrégats légers, car elle rend possible d'isoler l'influence des différents facteurs.

ZUSAMMENFASSUNGEN

VL. VASILACHE : Fragen der Industrialisierung der Wohnungsbauten mit Parterre + 10 Stockwerke in Bukarest

Im Beitrag werden die Kriterien aufgeführt, welche die Wahl der Wege zur Industrialisierung des Produktionsganges auf dem Gebiete des Wohnungsbaues in Bukarest bestimmt haben.

Für die verschiedenen Bautenkategorien wird die Art aufgezeigt, in welcher die Industrialisierung der Bautätigkeit, abgestimmt mit den Etappen der Entwicklung der materiellen Basis des Bauunternehmens und den funktionalen Ansprüchen der Auftraggeber, angewandt wurde.

M. PĂUNESCU, A. GIDEA, A. GRUIA : Einige Anwendungen der Penetration bei der Berechnung der Tragfähigkeit der Pfähle

Es werden die Ergebnisse von im Westen Rumäniens durchgeführten Penetrationsversuchen aufgezeigt. Diese Ergebnisse werden für die Beurteilung der Tragfähigkeit von kurzen, vorgefertigten oder in situ gegossenen Pfählen herangezogen.

E. KEINTZEL : Über die plastische Berechnung der Bauwerke mit Scheiben

Es werden Beziehungen für die plastische Berechnung der Scheibenbauten gefolgert, u.zw. in Anbetracht der Plastifizierung der Stürze und unter Einhaltung der Kompatibilitätsbedingung der Drehung der plastischen Gelenke an deren Enden.

Für die in seismischen Zonen gelegenen Bauten wird auch die Bedingung der Erreichung eines vorgeschriebenen Duktilitätsfaktors eingeführt. Die im Beitrag aufgeführten Beziehungen können auch zur Duktilitätsprüfung der im elastischen Zustand berechneten Scheibenbauten dienen.

V. FOCŞA, R. SARDINO, T. PATTELI : Das hygrothermische Verhalten von in zootechnischen Bauten verwendeten leichten Wand — und Dachstrukturen

Es werden die Ergebnisse der theoretischen Studiums und der Versuchsmessungen über das hygrothermische Verhalten von agro-zootechnischen Bauten mit leichten Wand — und Dachstrukturen besprochen. Es folgt die allgemeine Schlussfolgerung, dass in der Praxis Wand — und Terassenstrukturen mit einem höheren thermischen Widerstand als in der gegenwärtig gültigen Norm vorgesehenen angenommen werden sollen, dass eine thermische Korrektur der Wärmebrücken und die Annahme von wirksamen Lüftungssystemen, durch Entwurf und einen entsprechenden Betrieb erfolgen soll

A. TRELEA : Fragen der Betontechnologie mit leichten. Zuschlagstoffen. Die Festlegung der Zusammensetzung

Es wird eine Methode zur Festlegung der Zusammensetzung der Betone mit Leichtzuschlagstoffen vorgezeigt, welche in der Bestimmung einer ,,Grundzusammensetzung" besteht, woraus sich dann die ,,abgeleiteten Zusammensetzungen", durch Anwendung einer Berichtigung, ergeben.

Die ,,Grundzusammensetzung" wird im allgemeinen ein einziges Mal für eine Zuschlagstoffart festgelegt, welche es kennzeichnet. In der ,,abgeleiteten Laborzusammensetzung" wird das Verhältnis der Bestandteile verändert, um auf diese Weise Betonsorten mit den gewünschten Merkmalen, unter Laborbedingungen zu erhalten. Die Zusammensetzungen für die laufende Produktion gewährleisten die Herstellung auf der Baustelle von Betonsorten, deren Merkmale denen im Labor geprüften ähnlich sind.

Die zur Erzielung der ,,Zusammensetzung für die laufende Produktion" angewandten Berichtigungen hängen grössenmässig von dem bei der Dosierung der Betonbestandteile und dem bei dessen Verdichtung angewandten technologischen Niveau ab, als auch von der Qualität der Zuschlagstoffsortierung, wobei diese eine quantitative Bewertung der Auswirkung von fortgeschrittenen technologischen Verfahren zur Dosierung und Verdichtung der Betone, bzw. zur Sortierung der Zuschlagstoffe gestatten.

Die Anwendung der Methode gewährt die Durchführung von systematischen Studien über sämtliche Eigenschaften der Betonsorten mit leichten Zuschlagstoffen, da diese die genaue Begrenzung des Einflusses verschiedener Faktoren erlaubt.

СОДЕРЖАНИЕ

ВЛ. ВАСИЛАКЕ: Аспекты индустриализации строительства жилых II-ти этажных зданий в Бухаресте

В статье показаны критерии, которые определили выбор путей индустриализации производственного процесса в области жилого строительства в Бухаресте.

Дифференцированным образом – по видам строительства–показан способ применения индустриализации в строительстве, в сочетании с этапами развития материальной базы строителя и с функциональными требованиями заказчика.

М. ПЭУНЕСКУ, А. ГЫДЯ, А. ГРУЯ: Некоторые примеры проникания (заглубления) свай при расчете их несущей способности

Показаны результаты испытаний на проникание свай, осуществленные на западе Румынии. Эти результаты применяются для оценки несущей способности коротких свай — собранных или выполненных на месте.

Е. КАЙНЦЕЛ: О пластическом расчете диафрагменных сооружений

Определены отношения для пластического расчета диафрагменных сооружений, с учетом пластикации перемычек и с соблюдением условия совместимости поворотов пластических шарнирных соединений у их концах.

Для сооружений, размещаемых в сейсмических районах требуется также и условие достижения предписанного фактора тягучести. Указанные в работе отношения могут служить и для проверке тягучести диафрагменных сооружений, расчитанных на упругой стадии.

В. ФОКША, Р. САРДИНО, Т. ПАТЕЛЛИ : Гигротермическое поведение некоторых легких несущих систем стен и крыш, применяемых в животноводческих зданиях

Показаны результаты теоретического исследования и экспериментальных измерений в связи с гигротермическим поведением некоторых животноводческих зданий, имеющих легкие несущие системы стен и крыш. Авторы приходят к общему выводу о целесообразности применения несущих систем стен и плоских крыш с более высокой теплостойкостью чем в системах, предусмотренных действующими стандартами; а также о целесообразности введения тепловых улучшений в тепловые мостики и внедрения в практику некоторых вентиляционных эффективных систем путем соответственного проектирования и эксплуатации.

А. ТРЕЛЯ: Аспекты в связи с технологией бетонов с легкими заполнителями. Определение состава.

Описан метод устойчивости состава бетонов с легкими заполнителями, который заключается в определении ,,основного состава'', из которого — после осуществления некоторых коррективов — получаются ,,производные составы''.

,,Основной состав''–как правило–определяется один раз для одного типа заполнителя, его характеризующего. В ,,производных лабораторных составах'' изменяется пропорция составляющих в виду получения в лабораторных условиях бетонов с желаемыми характеристиками. Составы для текущего производства обеспечивают осуществление на стройплощадке бетонов с характеристиками подобными получаемым в лаборатории.

Коррективы применяемые для получения ,,составов для текущего производства'' зависят в отношении величины от уровня технологии принятой при дозировке составляющих бетона и при его уплотнении, а также от качества сортировки заполнителей, с возможностью оценить количественно эффекты технологических прогрессивных способов дозировки и уплотнения бетонов, соответственно дозировки заполнителей.

Применение этого метода разрешает систематическое исследование всех свойств бетонов с легкими заполнителями, так как дает возможность изолировать влияние других факторов.

CZ 69.057:728.2.011.268

Ing. **VLADIMIR VASILACHE**
Institutul „Proiect Bucureşti"

ASPECTE ALE INDUSTRIALIZĂRII CONSTRUCŢIILOR DE LOCUINŢE CU REGIMUL P+10 NIVELURI DIN BUCUREŞTI

În cursul ultimelor planuri cincinale, construcţia de locuinţe din Capitală s-a dezvoltat într-un ritm accelerat, ajungînd în cincinalul actual la 120 000 apartamente fizice, cu o rată anuală crescînd de la 17 000 la 33 000 de apartamente/an către sfîrşitul cincinalului.

Dezvoltarea forţelor de producţie ale constructorului — baza materială, utilaje şi în special mîna de lucru — nu au putut urmări în mod corespunzător ritmul de creştere al volumului de lucrări, apărînd un decalaj uneori însemnat, mai ales în ceea ce priveşte mîna de lucru calificată pe şantiere. Această situaţie a impus necesitatea găsirii căilor de economisire a consumului de manoperă, care în sistemele clasice de structuri monolite se ridică la 31 ore/m^2. Firesc, accentul a fost pus pe industrializarea procesului de execuţie, care însă nu se putea dezvolta decît corelat cu dezvoltarea bazei tehnico-materiale a constructorului.

O primă etapă în această direcţie, aplicată preponderent în etapa 1963—1969, a constituit-o industrializarea cofrajelor, prin utilizarea cofrajelor glisante şi spaţiale, obţinîndu-se o reducere de manoperă de 2, respectiv 6 ore/m^2.

În etapa următoare, începînd cu anul 1968, intrarea în dotarea constructorului a fabricilor de prefabricate Militari, Bragadiru şi „Granitul" a permis ca accentul principal în activitatea de industrializare a construcţiei să fie pus pe prefabricare.

Tendinţa ar fi, desigur, prefabricarea integrală a clădirii, lucru care nu este încă posibil la regimul de înălţime de P+10 niveluri.

Pentru a nu renunţa însă la principiul în sine, s-a făcut o seriere a rolului elementelor în construcţie, pentru a stabili care din acestea sînt supuse prefabricării în construcţiile date şi care nu-şi pot îndeplini rolul în condiţiile prefabricării, fiind necesară realizarea lor din beton armat monolit.

Soluţia constructivă adoptată în baza principiului enunţat este diferenţiată în detaliu de tema funcţională a clădirii. La clădirile cu destinaţie de locuinţe s-a adoptat următoarea conformare structurală :

- Structura verticală portantă a clădirii este realizată din diafragme de beton monolit, de 15 cm grosime, dispuse des, în axa fiecărei travee. Cofrajele sînt metalice, plane, de dimensiunea peretelui, de tip încălzitor, proprii secţiunii utilizate, amortizarea lor făcîndu-se numai în cadrul reutilizării în număr corespunzător a secţiunii refolosibile.
- Planşeele sînt realizate din plăci prefabricate, în general de 10 cm grosime, dimensiunea lor fiind aceea a camerei, limitată în încadrarea în capacitatea de ridicare a macaralei ZB 80. Rezemarea planşeelor se face numai pe diafragmele transversale, prin intermediul a 6 dinţi, iar legătura cu diafragmele prin bucle ce intră în zona de monolitizare. Balcoanele sînt scoase în consolă din placa planşeului.
- Faţadele sînt din panouri prefabricate finisate în fabrică, de tip neportant, ancorate în diafragme prin mustăţi şi amprente. Izolantul termic utilizat este betonul celular autoclavizat de 12,5 cm grosime, rezultînd o grosime totală a panoului de 22 cm. Timpanele sînt, de asemenea, prefabricate, legate de cofrajul metalic plan şi servind drept contracofraj în timpul betonării diafragmelor de capăt.
- Scările şi podestele sînt, de asemenea, prefabricate, permiţînd accesul imediat al muncitorilor la nivelul de lucru.
- Îmbinările dintre prefabricate sînt realizate prin ancorarea mustăţilor în zona de monolitizare.

O astfel de structură ar putea fi definită ca o construcţie din panouri mari prefabricate, în care panourile interioare sînt realizate din beton monolit.

Tehnologia de execuţie pe şantier cuprinde următoarele faze :

— montarea panourilor de faţadă şi a timpanelor şi prinderea lor provizorie în tensori ;

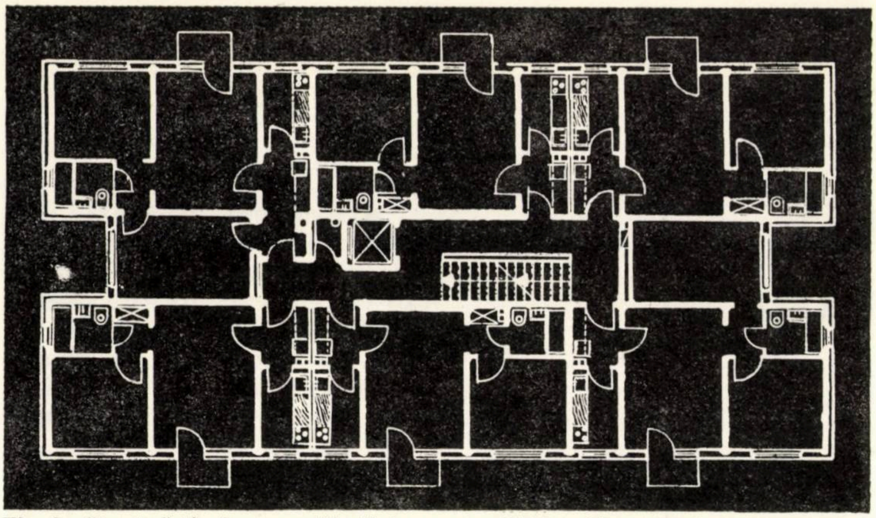


Fig. 1 – Structură tip fagure utilizată la construcții P + 10 cu locuințe la parter

— montarea cofrajului metalic plan ;

— betonarea diafragmelor și efectuarea tratamentului termic al betonului timp de 7 ore ;

— decofrarea diafragmelor, curățirea cofrajelor și montarea pe un alt tronson de lucru ;

— montarea planșeelor prefabricate ;

— monolitizarea centurilor.

Asigurînd frontul de lucru la două tronsoane alăturate, ciclul de execuție este de 4 zile/nivel, lucrînd într-un singur schimb în toate fazele, cu excepția betonării, cînd se lucrează în două schimburi. Consumul de manoperă este de 20 ore/m², sensibil apropiat de acela al clădirilor prefabricate integral, lucru explicabil, sistemul descris diferind de acesta numai prin înlocuirea procesului de montare și îmbinare a panourilor, printr-o betonare simplă de diafragme. Tocmai această diferență permite însă executarea întregii clădiri cu muncitori de calificare obișnuită și obținerea unui grad de siguranță mai mare a lucrărilor executate, ceea ce, în cazul necesității executării unui volum mare de lucrări într-un ritm rapid, prezintă importanță pentru constructor. Aceste considerente au dus la generalizarea sistemului la secțiunile refolosibile elaborate în această perioadă, fiind în prezent în curs de execuție în ansamblurile de locuințe din București.

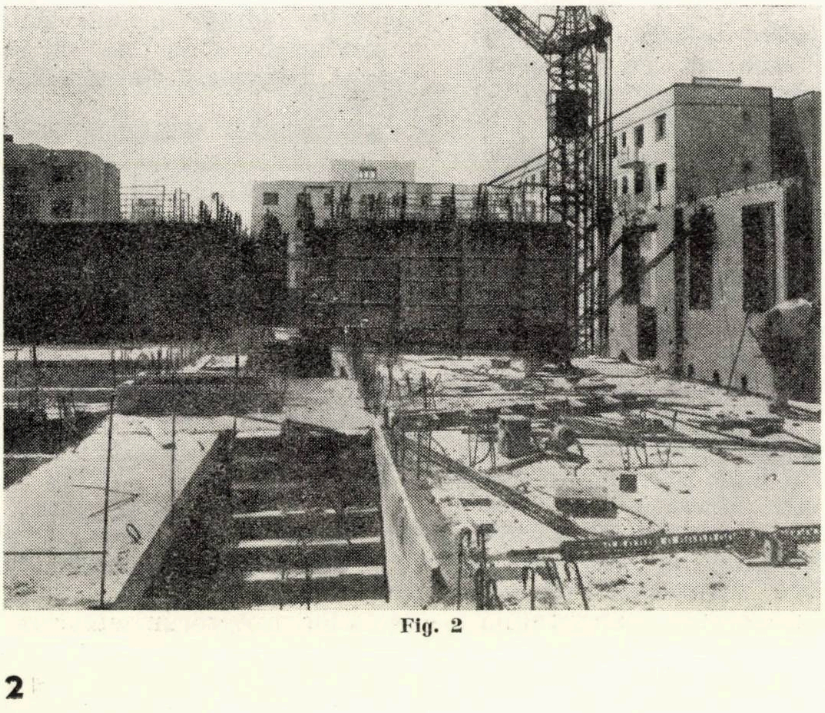


Fig. 2

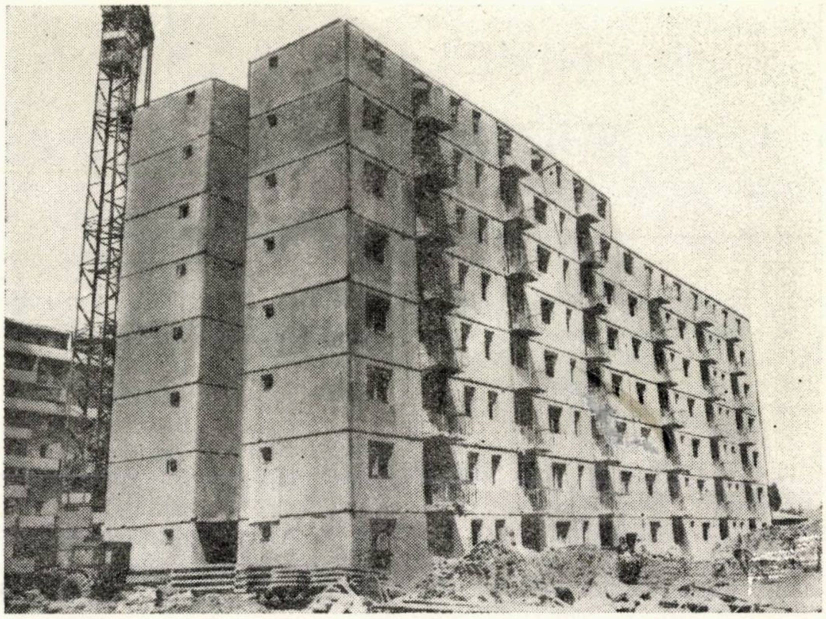
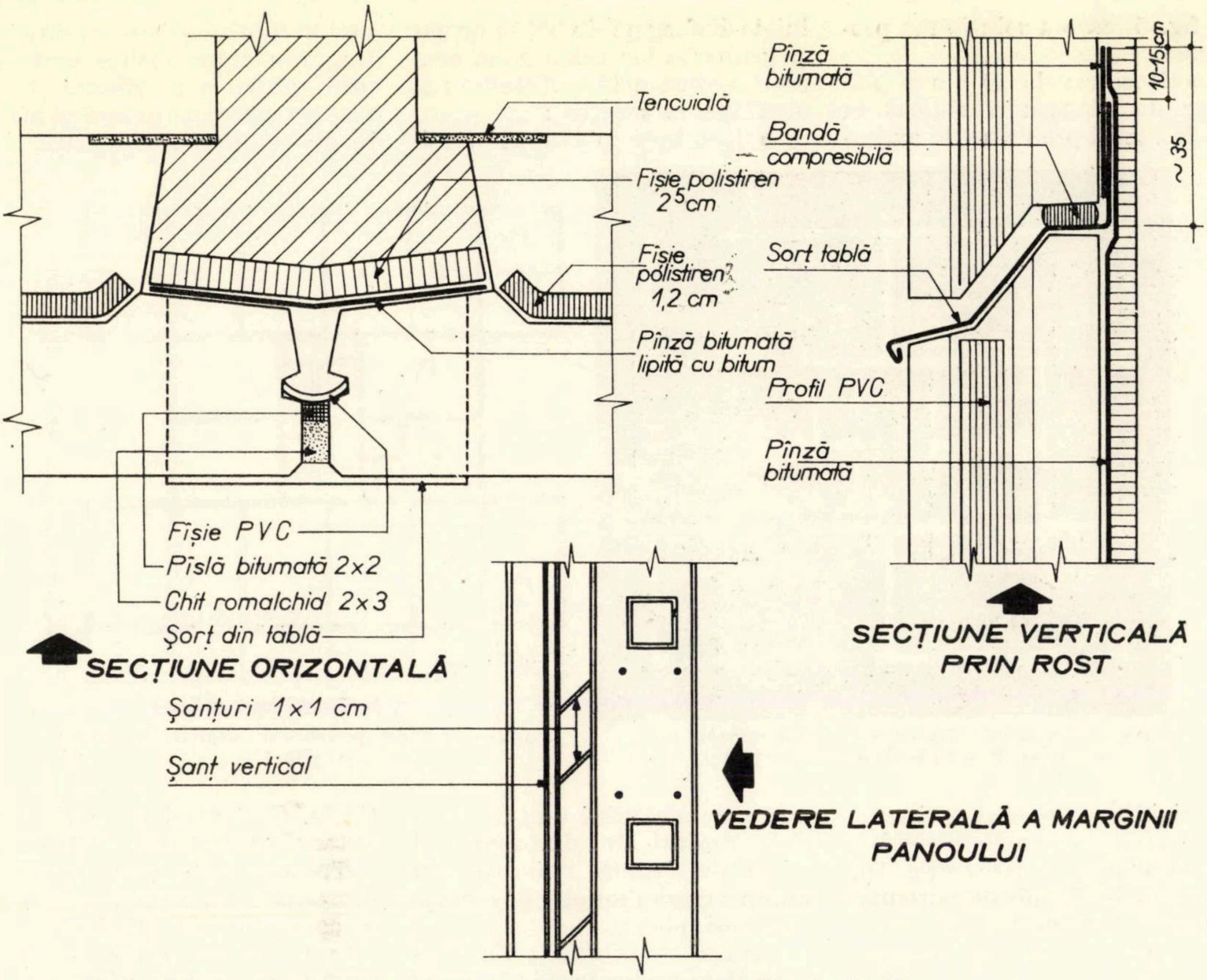


Fig. 3

Pe parcursul execuției au fost reținute unele aspecte considerate util a fi făcute cunoscute :

● Rosturile verticale sînt de tipul cu funcționare mecanică, prevăzute cu gol de decompresiune și cu evacuarea apelor, la fiecare nivel în parte, printr-un șorț de tablă prevăzut la baza panourilor. Pe muchia verticală a panoului, în spatele golului de decompresiune, au fost prevăzute și șanțuri oblice cu secțiunea 1 × 1 cm, în scopul colectării și dirijării înapoi, către șanțul vertical, a apelor de ploaie ce eventual ar depăși limita profilului de blocaj din PVC. Această măsură de sigu-


Tencuială
Fîșie polistiren 2^{5}cm
Fîșie polistiren 1,2 cm
Pînză bitumată lipită cu bitum
Fîșie PVC
Pîslă bitumată 2×2
Chit romalchid 2×3
Șorț din tablă
Pînză bitumată
Bandă compresibilă
Sorț tablă
Profil PVC
Pînză bitumată
10-15cm
~35
Șanțuri 1×1 cm
Șanț vertical

SECȚIUNE ORIZONTALĂ

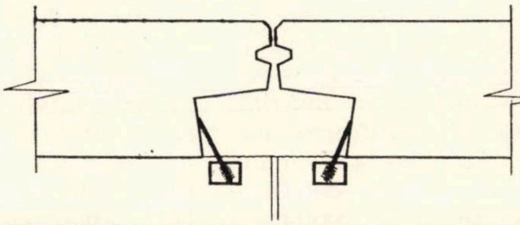
SECȚIUNE VERTICALĂ PRIN ROST

VEDERE LATERALĂ A MARGINII PANOULUI

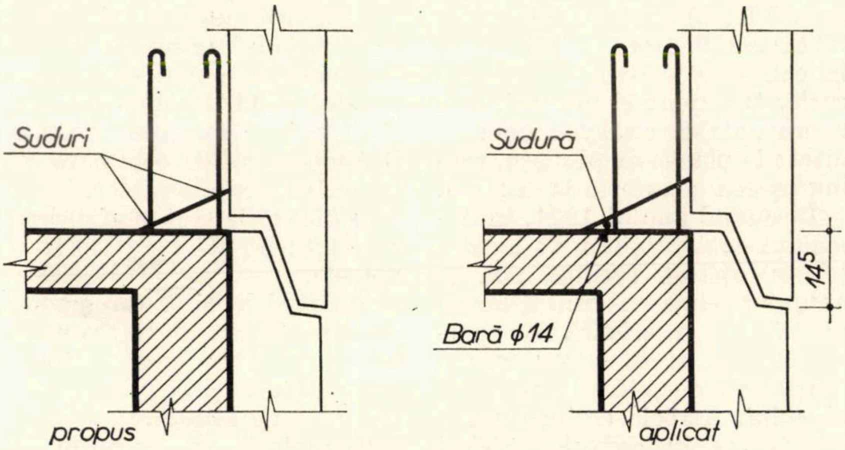
Fig. 4 — Detaliu de monolitizare a panourilor de fațadă

ranță, suplimentară față de rezolvările curente, asigură funcționarea rostului și ca „deschis'' în cazul neexecutării sau defectării etanșării exterioare cu chit Romalchid, neînregistrîndu-se, după 2 ani de la darea în exploatare, infiltrații de apă în rosturi.

● Este necesară prinderea bazei panourilor de fațadă și a timpanelor de structură, pentru a împiedica deplasarea acestora în timpul betonării diafragmelor. Panourile de fațadă au fost solidarizate prin sudarea unor mustăți de plăcuțe metalice incluse în planșeu, soluție care s-a dovedit eficientă. Timpanele prefabricate au fost solidarizate prin sudarea mustăților orizontale Ø 8/30 de la baza panoului, de mustățile verticale ale diafragmei ; această prindere nu a putut împiedica deplasarea bazei panoului cu 3—4 mm, fiind necesară corecția arătată



PRINDEREA BAZEI PANOULUI DE FAȚADĂ


Suduri
propus
Sudură
Bară ϕ14
14^5
aplicat

PRINDEREA BAZEI TIMPANELOR

Fig. 5

în fig. 5, care a soluţionat problema.

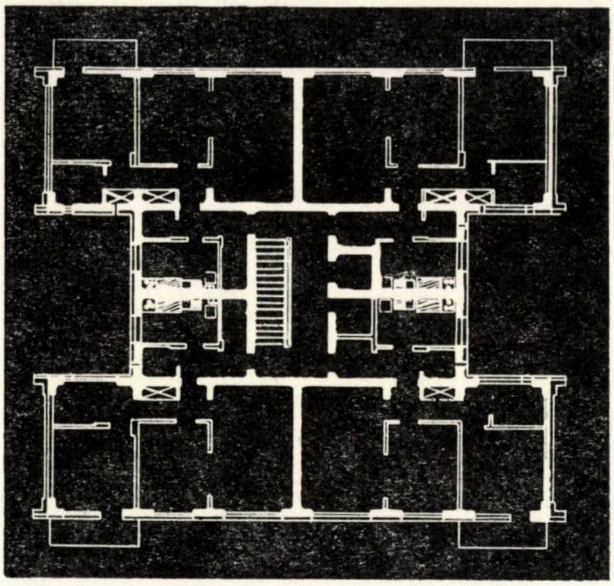


Fig. 6 — Structură tip nucleu central utilizată la construcţii P + 10 cu magazine la parter

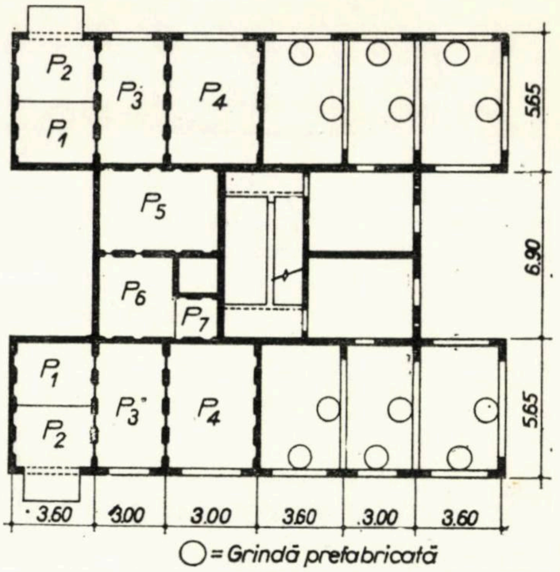


Fig. 7 — Planşeul prefabricat alcătuit din plăci şi grinzi

● Grosimea de 10 cm a plăcilor de planşeu a ridicat în unele cazuri probleme de execuţie, rigiditatea redusă a elementului creînd o sensibilitate faţă de tehnologia de fabricaţie. Din constatările făcute pe parcursul urmăririi procesului de execuţie a rezultat că nerespectarea prescripţiilor privind executarea betoanelor tratate termic şi, în special, executarea lor pe funduri încălzitoare, duce la nerealizarea mărcii şi la o microfisurare încă din matriţă, amplificată la decofrarea elementului. Amploarea fenomenului de fisurare este condiţionată şi de tipul de armătură utilizat, numărul şi deschiderea fisurilor fiind mult mai limitate la plăcile armate cu plase din STM sau bi-oţel. În orice caz, în condiţiile existente la fabricaţie, transport şi montaj, este recomandabil un spor de rigiditate la plăcile de planşeu, prin îngroşarea acestora la 12 cm.

În cursul anului 1971, în domeniul construcţiilor de locuinţe au apărut cerinţe noi, şi anume crearea posibilităţilor de modificare ulterioară a apartamentului şi de amplasare a spaţiilor comerciale la parterul blocului. Ambele cerinţe pot fi satisfăcute în cadrul aceleiaşi concepţii de conformare structurală, prin reducerea numărului de diafragme de beton armat şi gruparea lor către zona centrală a construcţiei, obţinîndu-se următoarea soluţie :

● Structura portantă verticală este alcătuită dintr-un nucleu central de diafragme şi stîlpi de faţadă realizaţi din beton armat monolit în cofraje metalice plane.

Pentru echilibrarea rigidităţilor elementelor verticale, cît şi pentru preîntîmpinarea fenomenului de fisurare ce apare în diafragmele lungi, în unele cazuri, din contracţie, diafragmele au fost „tăiate'' în tronsoane scurte. Calculele sînt efectuate în ipoteza conlucrării cadrelor de faţadă cu diafragmele centrale, aportul cadrelor de faţadă fiind redus, de ordinul 8,3% la nivelul superior.

Eforturile unitare efective ce apar în diafragme se situează în zonele cele mai solicitate la nivelul a 11 kg/cm^2 întindere şi 44 kg/cm^2 compresiune şi pot fi preluate printr-o armare constructivă a elementelor.

● Planşeele sînt prefabricate, alcătuite din plăci şi grinzi transversale.

● Faţadele sînt din panouri mari prefabricate de tip neportant, avînd inclusă în buiandrugul ferestrei şi grinda longitudinală de faţadă.

Tehnologia de execuţie este identică cu cea descrisă anterior, deosebirea constînd numai în înlocuirea unora din diafragmele transversale monolite prin grinzi prefabricate, montate pe cofrajele metalice înainte de betonarea structurii verticale. Consumul de manoperă, antecalculat, este de 20,1 ore/m^2.

Trebuie menţionat că soluţia prezentată nu reprezintă numai o concepţie de proiectare, ci este rezultatul unor îndelungi căutări şi analize efectuate în comun cu constructorul, pentru găsirea căilor celor mai eficiente de rezolvare a temelor funcţionale noi apărute în construcţia de locuinţe, fără a coborî nivelul de productivitate deja realizat pe şantier în etapele precedente.

*

Soluţiile prezentate nu au caracter de exclusivitate.

Logica lor trebuie înţeleasă prin necesitatea de a pune în valoare baza materială existentă în dotarea constructorului în etapa respectivă şi, mai ales, de a realiza o substanţială reducere a volumului de manoperă pe şantier. Valabilitatea soluţiilor adoptate a fost confirmată în practică, permiţînd constructorului realizarea volumului de lucrări planificat.

CZ 624.046:624.154.3:624.131.381

UNELE APLICAŢII ALE PENETRĂRII LA CALCULUL CAPACITĂŢII PORTANTE A PILOŢILOR

Prof. dr. ing. **MARIN PĂUNESCU**
Asist. ing. **AGNETA GRUIA**
Institutul politehnic Timişoara

ing. **ANGELU GÎDEA** – IPROTIM

1. – INTRODUCERE

Inginerul geotehnician dispune la ora actuală de trei metode generale pentru determinarea capacităţii portante a piloţilor la sarcini axiale de compresiune, şi anume :

a) *Metode teoretice*, pe baza caracteristicilor fizico-mecanice (în particular unghiul de frecare interioară Φ şi coeziunea *c*), determinate în laborator pe probe extrase din foraje, utilizînd cu această ocazie diferite formule mereu discutabile şi în continuă transformare.

b) *Metode empirice*, plecînd de la diferite formule şi valori de calcul prezentate în standarde şi normative sau de la rezultatele încercărilor de penetrare statică sau dinamică.

Este aproape unanim acceptat că penetrometrul static reprezintă o încărcare directă a unui pilot cu diametru redus. De asemenea, similitudinea este acceptabilă şi în cazul penetrării dinamice standard sau cu con.

Problema principală care se pune cu această ocazie, neclarificată încă complet, constă în extrapolarea rezistenţei la penetrare, în special cea pe con, cît şi a forţei de frecare pe tije de la dimensiunile modelului la cele ale pilotului real.

O a doua problemă este aceea ca tipul, respectiv procedeul de înfigere a piloţilor să ducă la o solicitare a terenului similară cu cea produsă de penetrometru. Din acest punct de vedere, extrapolarea este posibilă pentru piloţi prefabricaţi introduşi prin batere sau pentru piloţi executaţi pe loc prin batere (atît cămăşuiala, cît şi betonul).

În cadrul prezentei lucrări se consideră că extrapolarea rezultatelor penetrării este posibilă şi pentru piloţii executaţi pe loc cu tub de inventar recuperabil introdus prin vibropresare [10], [11].

A treia problemă, discutabilă încă, o constituie modul diferit de considerare a adîncimii de înfigere în stratul portant.

c) Metoda cea mai sigură rămîne totuşi *încercarea statică de probă* a piloţilor.

Durata acestor încercări, cît şi preţul de cost ridicat face ca numărul lor să fie limitat la strictul necesar (STAS 2561–70), urmînd ca în fazele preliminare de proiectare sau cu ocazia verificărilor pe şantier să se folosească rezultatele încercărilor de penetrare.

În cadrul unor lucrări de fundaţii pe piloţi scurţi din oraşele Timişoara şi Reşiţa, autorii au comparat rezultatele încercărilor statice de probă pe piloţi, cu capacitatea portantă obţinută prin diferite metode empirice, insistîndu-se în mod deosebit asupra penetrării dinamice cu con.

În acest scop s-a utilizat penetrometrul dinamic cu con (uşor şi mijlociu), fără manta de protecţie, avînd diametrul conului mai mare ca acela al tijelor. Totodată, pe unele amplasamente s-au executat şi încercări de penetrare dinamică (STAS 3198–71), respectiv încercări de penetrare statică cu penetrometrul olandez.

2. – ÎNCERCAREA DE PENETRARE DINAMICĂ CU CON

Acest tip de încercare dinamică are la bază acelaşi principiu ca şi penetrarea standard, dar foloseşte un utilaj mai simplu şi mai robust. Încercarea constă în a introduce în teren, prin batere, tije metalice fără manta de protecţie, cu ajutorul unui berbec care cade liber de la o înălţime constantă.

Tijele sînt prevăzute la partea inferioară cu un con, astfel că aparatul a fost denumit ,,penetrometru dinamic cu con" [3], [6].

În tabela 1 se prezintă principalele caracteristici ale penetrometrelor dinamice folosite pentru cercetarea terenului.

Urmărind valorile lucrului mecanic (L) efectuat prin batere, raportat la unitatea de pămînt dislocat, se constată tendința micșorării ecartului dintre acestea prin variația înfigerii constante (10–20 cm), astfel ca rezultatele încercărilor să fie comparabile între ele, inclusiv cu penetrarea standard.

Tabela 1

Principalele caracteristici ale penetrometrelor dinamice utilizate

Penetrometrul	Tijele	Vîrful conic			Berbecul		Adîncime const. de înfigere d (cm)	Valoarea măsurată N_d	Lucrul mec. $L = N_d \frac{G \cdot h}{d \cdot A}$ $\frac{\text{kgf} \cdot \text{cm}}{\text{cm}^3}$
	diametrul (mm)	diametrul (mm)	secțiunea A (cm^2)	unghiul (α)	greut. G (kgf)	înălțime cădere h (cm)			
Ușor DSAPC (DIN 4094)	22 20	35,6 35,6	10 10	60° 90°	10 10	50 50	10 20	N_{10} N_{20}	5 N_{10} 2,5 N_{20}
Mijlociu DSAPC	32	43,7	15	90° 60°	35	50	10 20	N_{10} N_{20}	11,6 N_{10} 5,8 N_{20}
Greu (DIN 4094)	32	43,7	15	90°	50	50	20	N_{20}	8,4 N_{20}
Standard-tub carotier (STAS 3198–71)	–	51,0	20,4	–	63,5	76,2	30	N_{30}	8,0 N_{30}

Pe parcursul înfigerii tijelor, se înregistrează numărul de lovituri N_{10} sau N_{20} date cu berbecul pentru pătrunderea conului pe o adîncime constantă de 10 sau 20 cm.

Rezultatele penetrării se prezintă într-un grafic pe abscisa căruia se trece N_{10}, respectiv N_{20}, iar pe ordonată adîncimea corespunzătoare.

Cu ajutorul graficelor de penetrare, pe baza numărului de lovituri N_{10} sau N_{20}, se poate aprecia starea de îndesare a pămînturilor nisipoase sau starea de consistență a pămînturilor argiloase.

În tabela 2 se prezintă centralizat criteriile de apreciere a stării de îndesare a pămînturilor nisipoase în funcție de numărul de lovituri obținut cu diferite penetrometre dinamice [3], [6], respectiv în funcție de rezistența la penetrare statică pe con (R_{pc}) [8].

Întrucît în cazul piloților, atît rezistența pe vîrf (p_v), cît și cea pe manta (p_l) depind de starea de îndesare sau de consistența pămîntului natural, se pot folosi diferite corelații pentru calculul acestor rezistențe în funcție de numărul de lovituri, respectiv rezistența dinamică.

În scopul aplicării relațiilor existente [1], [8] pentru calculul valorilor p_v și p_l în funcție de rezistența la penetrare statică pe con (R_{pc}), s-au utilizat corelațiile date în lucrările [8] și [5], și anume :

Tabela 2

Legătura dintre numărul de lovituri și gradul de îndesare pentru pămînturi nisipoase

Starea de îndesare	Penetr. standard (N_{30})	Penetr. dinam. cu con (N_{10})		Penetr. static. R_{pc} (kgf/cm^2)
	STAS 3198–71	Ușor	Mijlociu	
Afînat	0–9	0–7 (9)	0–5 (7)	0–39
Îndesare mijlocie	10–30	8(10)– –20(25)	6(8)– –12(15)	40–120
Îndesat	peste 30	peste 20(25)	peste 12(15)	peste 120

Corelația $R_{pc} = f(Q)$

Rezistența dinamică de penetrare pe con (Q) se determină cu ajutorul formulei olandeze de batere, fără coeficient de siguranță [8], admițînd că energia de batere este absorbită integral de penetrometru sau pilot.

După Caquot [8], formula olandeză de batere este cea mai apropiată de realitate, cu condiția însă să se țină seama de scurtarea elastică a penetrometrului (sau pilotului) în decursul baterii.

$$Q = \frac{1}{A}\,\frac{G^2 h}{(e + e_1)(G + P)}\ (\text{kgf/cm}^2) \qquad (1)$$

unde :

G — greutatea berbecului (kgf) ;

P — greutatea tijelor (inclusiv nicovala și conul) la adîncimea respectivă (kgf) ;

h — înălțimea de cădere a berbecului (cm) ;

e — pătrunderea conului pentru o singură lovitură (cm) ;

e_1 — scurtarea elastică a penetrometrului (cm) ;

A — aria secțiunii transversale a conului (cm^2).

În practică este destul de greu să se determine direct valoarea e_1, astfel că aceasta s-a neglijat.

Mai mulți autori [8], ca Buisson, L'Herminier, Tcheng, au stabilit, prin încercări comparative, cîteva relații empirice de legătură între rezistența pe con din penetrarea statică (R_{pc}) și cea dinamică (Q) calculată conform relației (1).

Aceste corelații au fost verificate izolat de către autorii lucrării de față prin încercări comparative similare. În tabela 3 se dau valorile raportului $\frac{R_{pc}}{Q}$ pentru cîteva tipuri de pămînturi.

Tabela 3

Valorile raportului $\frac{R_{pc}}{Q}$

Tipul pămîntului		Raportul $\frac{R_{pc}}{Q}$
Argile moi, nisipuri afînate		0,3 –0,5
Nisip mare, pietriş sau amestecuri		1,0
Nisip mijlociu-fin $I_D \geqslant 0,40$	$e > 2,5$ mm	0,75
	$e \leqslant 2,5$ mm	0,75–1,0

În mod excepţional, pentru pămînturi foarte slabe, raportul $\frac{R_{pc}}{Q}$ poate să coboare sub 0,30.

Corelaţiile $R_{pc} = f(N_{20}, N_{30})$ stabilite de Melzer [5]

— Penetrometrul dinamic uşor

$R_{pc} = 2,2\ N_{20}$ nisip fin mijlociu

$R_{pc} = 3,5\ N_{20}$ nisip mare.

— Penetrarea standard

$R_{pc} = 10\ N_{30}$ nisip fin-mijlociu

O dată cunoscut modul de trecere de la rezistenţa dinamică pe con la cea statică, se aplică în continuare, pentru calculul capacităţii portante, diferite procedee de calcul existente în literatură [2], [8].

2.1. — Metoda belgiană — olandeză

Calculul capacităţii portante a piloţilor, respectiv fişa acestora, se face diferenţiat pentru două situaţii de stratificaţie, şi anume :

A. *Cazul piloţilor înfipţi prin batere în pămînturi nisipoase de grosime apreciabilă*

Rezistenţa de vîrf a pilotului (p_v) se poate obţine pe două căi, şi anume :

a) *Pe baza relaţiei*

$$p_v = \frac{\sum R_{pc.i}}{i} \qquad (2)$$

adică media rezistenţelor la penetrare pe con pe o adîncime aB sub nivelul vîrfului pilotului (sau secţiunii maxime) şi pe o înălţime bB deasupra acestui nivel. Valorile coeficienţilor a şi b rezultă din tabela 4, în funcţie de starea de îndesare a nisipului. B este latura sau diametrul pilotului.

b) *Pe baza relaţiei*

$$p_v = \frac{1}{2}(R_{pc.a} + R_{pc.b}) \qquad (3)$$

Tabela 4

Valorile coeficienţilor a şi b

Tipul pămîntului	a	b
Nisip afînat	1,0	2,75
Nisip de îndesare mijlocie	3,5	8,0
Nisip îndesat	4,0	15

unde :

$R_{pc.a}$ — rezistenţa medie la penetrare sub vîrful pilotului (sau secţiunii maxime) pe o adîncime 3,5 B ;

$R_{pc,b}$ — rezistenţa medie la penetrare deasupra vîrfului pilotului pe o înălţime 8 B.

Încărcarea limită pe vîrful pilotului rezultă :

$$P_{v\,\mathrm{lim}} = p_v A \qquad (4)$$

unde A — secţiunea vîrfului pilotului.

Încărcarea admisibilă pe pilot se determină aplicînd un coeficient de siguranţă egal cu 2, faţă de încărcarea limită pe vîrf

$$P_{\mathrm{adm}} = \frac{P_{v\,\mathrm{lim}}}{2} = \frac{p_v A}{2} \qquad (5)$$

B. *Cazul piloţilor înfipţi prin batere în straturi de pămînturi nisipoase de grosimi reduse, urmate de pămînturi argiloase în stare de consistenţă scăzută.*

Se determină media p_v cu relaţia (3) în care, de data aceasta

$$R_{pc,a} = \frac{(R_{pc,1} + R_{pc,2} + \ldots + R_{pc,n}) + nR_{pc,n}}{2n} \qquad (6)$$

unde :

$R_{pc.1}$, $R_{pc,2} \ldots R_{pc,n}$ sînt rezistenţele la penetrare înregistrate pe intervale regulate (de exemplu 20 cm) pe o adîncime de 3,5 B sub nivelul vîrfului pilotului (sau secţiunii maxime), $R_{pc.n}$ fiind valoarea înregistrată cel mai jos.

Încărcarea admisibilă pe pilot rezultă, şi în acest caz, aplicînd relaţia (5).

Dacă nu se aplică relaţia (6) la determinarea rezistenţei pe vîrf, atunci se va lua un coeficient de siguranţă de 6,0 [8].

2.2. — Metoda Meyerhof

Meyerhof pleacă de la relaţia de bază

$$P_{\mathrm{lim}} = p_v A + p_l A_l \qquad (7)$$

unde :

A_l — suprafaţa laterală a pilotului ;

P_l — rezistenţa la frecare pe suprafaţa laterală a pilotului (kgf/cm²) ;

p_v — rezistenţa pe vîrful pilotului (kgf/cm²).

În urma încercărilor comparative, autorul ajunge la următoarele corelații :

$$p_v = R_{pc}$$

$$p_l = 2\,p_l'$$

unde :

p_l' — rezistența de frecare pe suprafața laterală a penetrometrului (kgf/cm²).

Meyerhof propune următoarele relații aproximative în kgf/cm² :

$$p_l = \frac{R_{pc}}{200};\; p_l' = \frac{R_{pc}}{400} \text{ pentru pămînturi nisipoase ;}$$

$$p_l = \frac{R_{pc}}{100};\; p_l' = \frac{R_{pc}}{200} \text{ pentru pămînturi argiloase.}$$

Astfel că relația încărcării limită devine :

$$P_{\text{lim}} = R_{pc}\,A + 2p_l'\,A_l \qquad (7')$$

sau :

$$P_{\text{lim}} = R_{pc}\left(A + \frac{A_l}{200}\right) \text{ pentru pămînturi nisipoase ;} \qquad (7'')$$

$$P_{\text{lim}} = R_{pc}\left(A + \frac{A_l}{100}\right) \text{ pentru pămînturi argiloase.} \qquad (7''')$$

Încărcarea admisibilă pe pilot rezultă aplicînd un coeficient de siguranță egal cu 3 :

$$P_a = \frac{P_{\text{lim}}}{3} \qquad (8)$$

3. — ÎNCERCAREA DE PENETRARE STANDARD (STAS 3198—71)

Metodologia de calcul este prezentată în lucrarea [1]. Pentru calculul rezistenței pe vîrf a pilotului (p_v), cît și al celei pe manta (p_l) se folosesc relații empirice de legătură între numărul de lovituri N_{30}, obținut din încercarea standard, și p_v respectiv p_l. Valoarea rezistenței p_v se consideră maximă și poate fi utilizată integral ($p_v = p_{v\max}$) numai dacă se realizează o anumită înfigere în stratul portant, înfigere exprimată ca raport între adîncimea de pătrundere D în stratul portant și latura (diametrul) B a pilotului.

În cazul în care D/B efectiv este mai mic ca D/B din tabel, rezistența p_v se reduce conform relației (9) :

$$p_v = p_{v1} + (p_{v\max} - p_{v1})\,\frac{D/B \text{ efectiv}}{D/B \text{ tabel}} \qquad (9)$$

unde :

p_{v1} — rezistența medie corespunzătoare N_{30} mediu pentru stratul situat deasupra stratului portant, determinată conform corelației N_{30}/p_v ;

$p_{v\,\max}$ — rezistența maximă corespunzătoare stratului portant în funcție de N_{30} mediu în cuprinsul unei zone delimitate de două planuri situate cu 3,5 B deasupra, respectiv 2 B sub vîrful pilotului (conform corelației N_{30}/p_v).

Încărcarea limită pe vîrful pilotului se determină cu relația (4).

Încărcarea limită dată de rezistențele de frecare pe suprafața laterală a pilotului se calculează cu relația :

$$P_{l\,\text{lim}} = U\,\Sigma p_{li}\cdot l_i \qquad (10)$$

unde :

p_i se determină cu ajutorul corelației N_{30}/p_l.

Încărcarea admisibilă rezultă aplicîndu-se coeficienți de siguranță diferențiați pentru rezistența pe vîrf și cea din frecare pe suprafața laterală :

$$P_{\text{adm}} = \frac{P_{v\,\text{lim}}}{3} + \frac{P_{l\,\text{lim}}}{2} \qquad (11)$$

Metodologia de calcul este valabilă în cazul piloților înfipți într-un strat portant suficient de gros sub care nu apar strate slabe.

Dacă în zona de influență se sub nivelul pilotului apar strate slabe (cazul piloților flotanți), considerăm că trebuie procedat conform pct. 2B, bineînțeles cu modificările corespunzătoare de notații :

$$p_v = \frac{1}{2}\,(p_{v.a} + p_{v.b}) \qquad (3')$$

unde :

$$p_{v.a} = \frac{(p_{v1} + p_{v2} + \dots + p_{vn}) + \text{n}p_{vn}}{2\text{n}} \qquad (6')$$

p_{v1}, $p_{v2} \dots p_{vn}$ sînt rezistențele la penetrare calculate pe o adîncime de minim 3,5 B sub vîrful pilotului, p_{vn} fiind valoarea calculată cel mai jos ;

$p_{v.b}$ — rezistența medie la penetrare calculată pentru stratul situat deasupra vîrfului pilotului pe o înălțime 8 B.

Pe baza încercărilor comparative [10] dintre numărul de lovituri N_{20}, obținut cu penetrometrul dinamic greu (DIN 4094), și N_{30} determinat cu penetrometrul standard, în absența frecării pe manta la primul utilaj, se constată apropierea dintre rezultatele celor două încercări :

$$N_{20}\,(\text{PDG}) \approx N_{30}\,(\text{SPT})$$

În aceste condiții, considerăm că rezultatele obținute cu penetrometrul dinamic greu (DIN 4094) ar putea fi folosite direct pentru calculul rezistențelor p_v și p_l, folosind metodologia de calcul din [1].

4. — ÎNCERCAREA DE PENETRARE STATICĂ

Pentru calculul capacității portante a piloților pe baza rezultatelor încercării de penetrare statică s-au elaborat metodologii care pleacă de la principiul extrapolării rezistenței măsurate pe con (R_{pc}) în depozite omogene de nisipuri și care poate fi luată în considerare numai dacă se realizează o anumită pătrundere a pilotului în stratul portant.

Diferențierea dintre diferitele metodologii [1], [2] constă din :

— modul diferit de considerare a înfigerii în stratul portant ;

— diferite tipuri de stratificație pentru care este valabilă metoda, și anume strat portant de grosime mare [1], [2] sau strat portant de grosime redusă (cazul piloților flotanți) sub care apar pămînturi slabe în zona de influență de sub vîrful piloților [2].

Cît privește rezistența de frecare pe manta, metodologia [1], [2] o ia în considerare prin extrapolarea rezistenței de frecare măsurată pe tija penetrometrului, la dimensiunile pilotului :

$$P_l = \frac{F_M}{U_p\, l_p}\, U \cdot l \qquad (12)$$

unde :

F_M = forța totală de frecare măsurată pe tija penetrometrului ;
U_p, l_p = perimetrul, respectiv lungimea tijei penetrometrului ;
$U \cdot l$ = perimetrul, respectiv lungimea pilotului.

Încărcarea admisibilă pe pilot [1], prin aplicarea coeficienților de siguranță diferențiați, este dată de relația :

$$P_a = \frac{p_V\, A}{2} + \frac{P_l}{3} \qquad (13)$$

5. — CALCULUL CAPACITĂȚII PORTANTE A PILOȚILOR DUPĂ PRESCRIPȚIILE

STAS 2561—70 propune relații empirice diferențiate pentru calculul capacității portante a piloților în funcție de tipul pilotului, și anume prefabricat sau executat pe loc. Pentru compararea rezultatelor cu încercările de probă, capacitatea portantă a piloților executați pe loc prin vibropresare s-a calculat pentru două tipuri de piloți :

— piloți prefabricați introduși prin vibrare ;

— piloți executați pe loc cu manta introdusă prin batere, iar betonul compactat prin vibrare.

Încărcarea admisibilă pe pilot s-a obținut prin împărțirea capacității portante cu coeficientul de supraîncărcare 1,20.

6. — ÎNCERCĂRI DE PROBĂ

Încercarea statică de probă a piloților izolați s-a efectuat în conformitate cu prescripțiile STAS 4860—67.

Sarcina critică s-a considerat acea treaptă de încărcare la care creșterea deformațiilor este de 5 ori mai mare decît creșterea acestora la treapta precedentă.

Cît privește cea de-a doua condiție din STAS 4860—67 privind atingerea unei valori minime a tasării de 1/10 din diametrul (latura) pilotului, aceasta nu a fost îndeplinită simultan cu prima. Tasări de ordinul a 4 cm la piloții executați pe loc, cu diametrul de 40 cm, au apărut ulterior, după satisfacerea primei condiții, cînd terenul era deja în deformație de curgere plastică.

Din acest punct de vedere, mai ales atunci cînd diagrama de încărcare-tasare nu semnalează clar apariția sarcinii critice, s-a considerat mai adecvată condiția DIN 1054, unde sarcina critică se ia cea corespunzătoare unei tasări mai mici, și anume de 2 cm.

Încărcarea admisibilă pe pilot, în gruparea de sarcini fundamentale, s-a obținut conform DIN 1054 prin împărțirea sarcinii critice cu un coeficient de siguranță (η) egal cu 2, în cazul cînd există o singură încercare de probă, sau 1,75 atunci cînd s-au efectuat cel puțin două încercări.

Aplicînd relația (11) din STAS 2561—70 și ținînd seama de coeficientul mediu de supraîncărcare (1,20), se obține în final un coeficient de siguranță egal cu $\frac{1{,}20}{0{,}7} = 1{,}71$, apropiat de cel prevăzut în DIN 1054 pentru cazul cînd există două încercări de probă.

Încărcarea admisă pe pilot s-a calculat și cu ajutorul relației

$$P_a = \frac{P_{8\,\mathrm{mm}}}{1{,}5}$$

recomandată în cazul piloților scurți pentru fundarea unor clădiri obișnuite.

7. — CARACTERISTICI PILOȚI-AMPLASAMENTE

7.1. — Piloți scurți executați pe loc prin vibropresare

Folosind procedeul de executare a piloților la fața locului prin vibropresare cu tub de inventar [10], [11], în zona „Balta Verde" Timișoara s-au executat peste 3000 de piloți, cu și fără bulb, pentru construirea unui complex școlar.

Stratificația în amplasament, prezentată în detaliu în fig. 1—4, constă din umpluturi sub care apar sedimente relativ recente formate din nisipuri fine-mijlocii în alternanță cu argile de consistență mai scăzută $I_c = 0{,}5-0{,}6$. În această situație, piloții pot fi considerați ca piloți flotanți. Apa subterană se ridica la ora executării lucrărilor pînă la nivelul superior al umpluturii.

Pentru încercări de probă s-au folosit două tipuri de piloți turnați, și anume : primul cu Ø = 32,5 cm și bulb Ø = 55 cm, iar al doilea

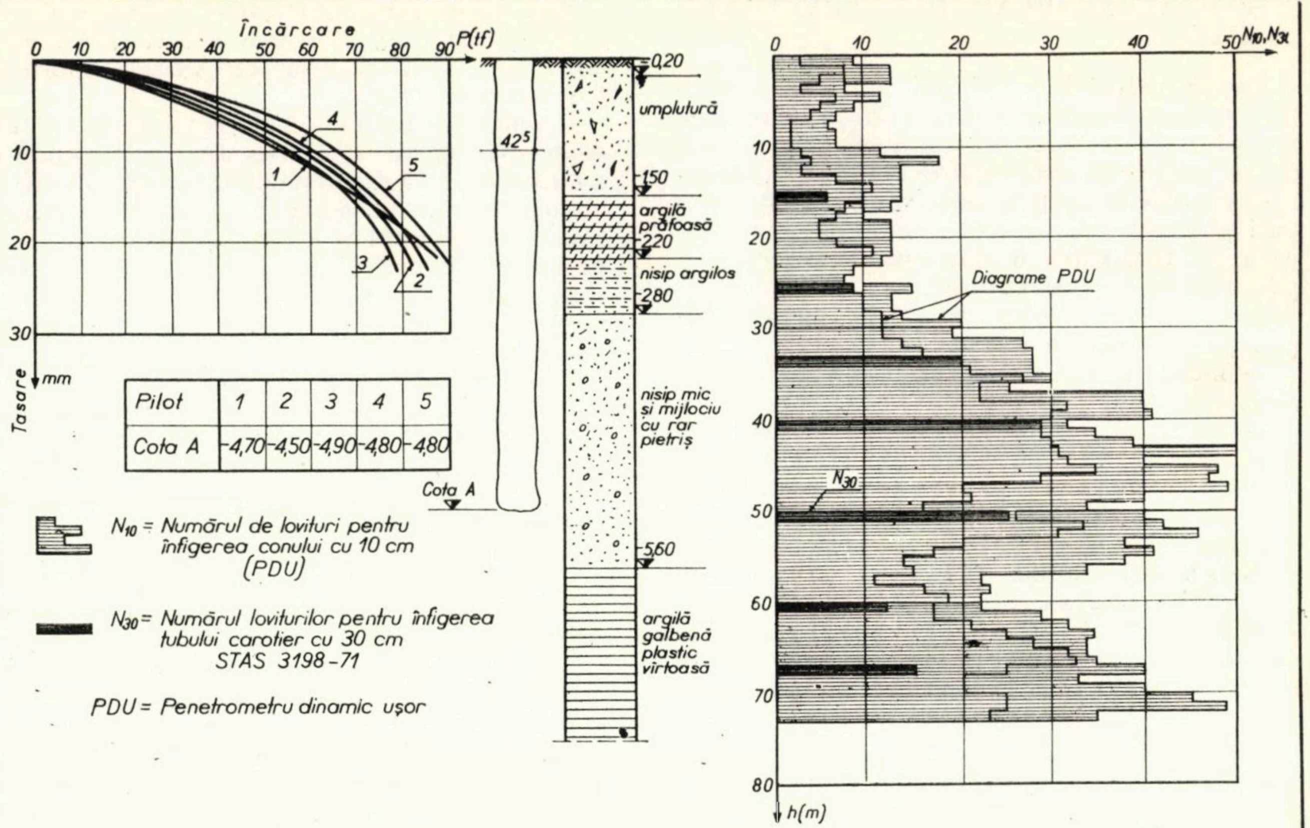


Fig. 1 — Diagramele de încărcare a piloților scurți de probă, cu vîrful în nisip, și diagramele de penetrare, pe amplasamentul complexului școlar „Balta Verde" Timișoara.

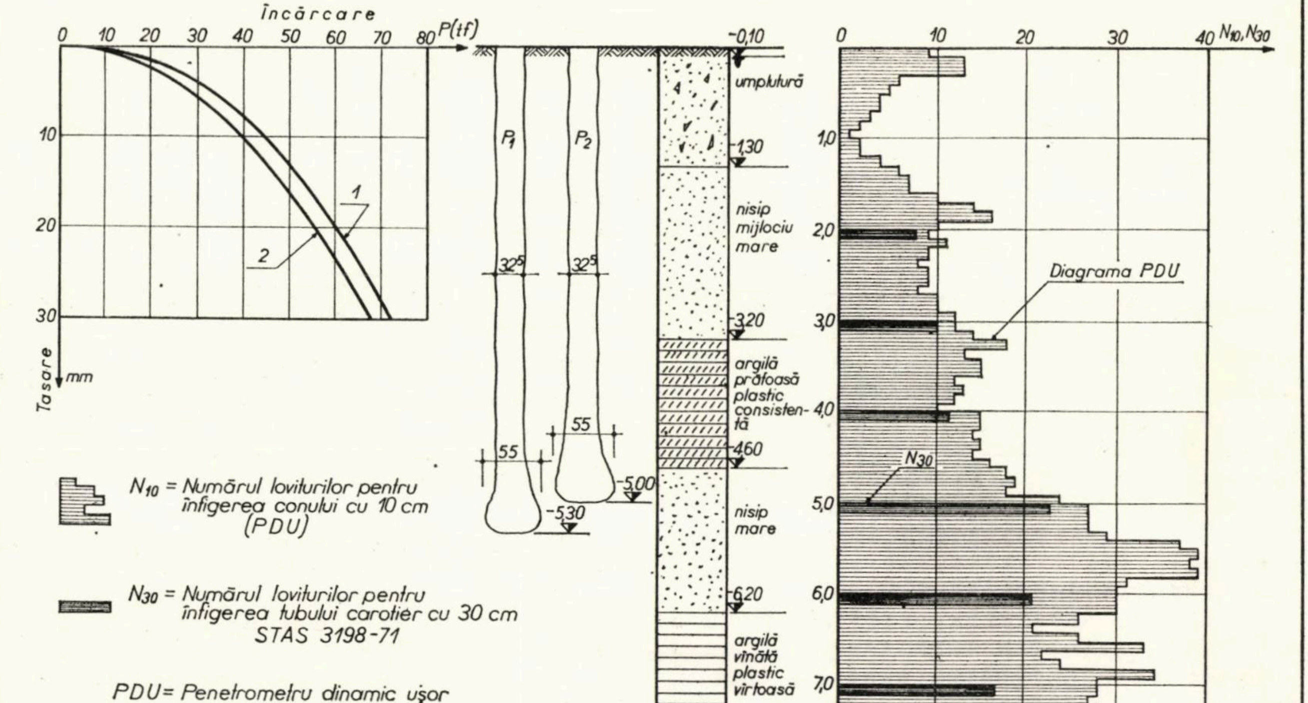


Fig. 2 — Diagramele de încărcare a piloților scurți de probă, cu bulbul în nisip, și diagrama de penetrare, pe amplasamentul complexului școlar „Balta Verde" Timișoara.

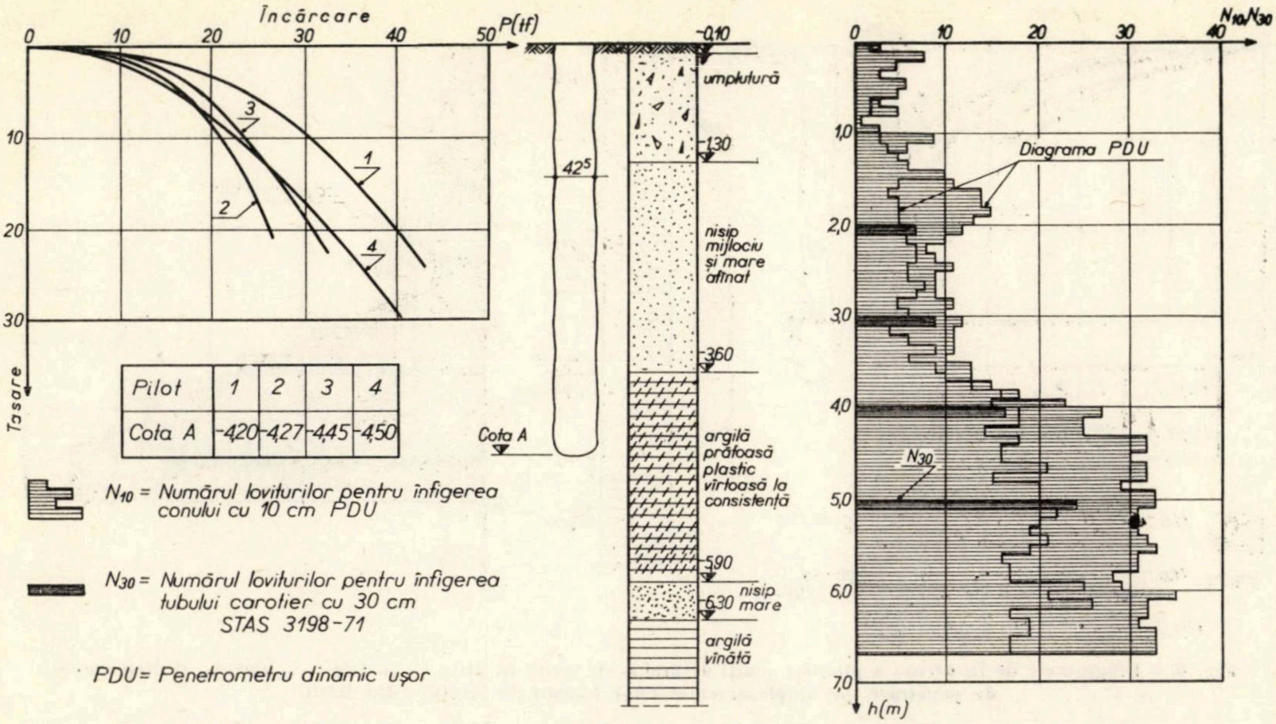

Încărcare
P(tf)
0
10
20
30
40
50
10
20
30
Tasare
1
2
3
4
Pilot 1 2 3 4
Cota A -4,20 -4,27 -4,45 -4,50
N10 = Numărul loviturilor pentru înfigerea conului cu 10 cm PDU
N30 = Numărul loviturilor pentru înfigerea tubului carotier cu 30 cm STAS 3198-71
PDU= Penetrometru dinamic uşor
42^5
Cota A
-0,10
umplutură
1,30
nisip mijlociu şi mare afinat
3,60
argilă prăfoasă plastic vîrtoasă la consistenţă
5,90
nisip mare
6,30
argilă vînătă
N10,N30
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
h(m)
Diagrama PDU
N30

Fig. 3 — Diagramele de încărcarea piloţilor scurţi de probă, cu vîrful în argilă prăfoasă, şi diagramele de penetrare pe amplasamentul complexului şcolar „Balta Verde" Timişoara.

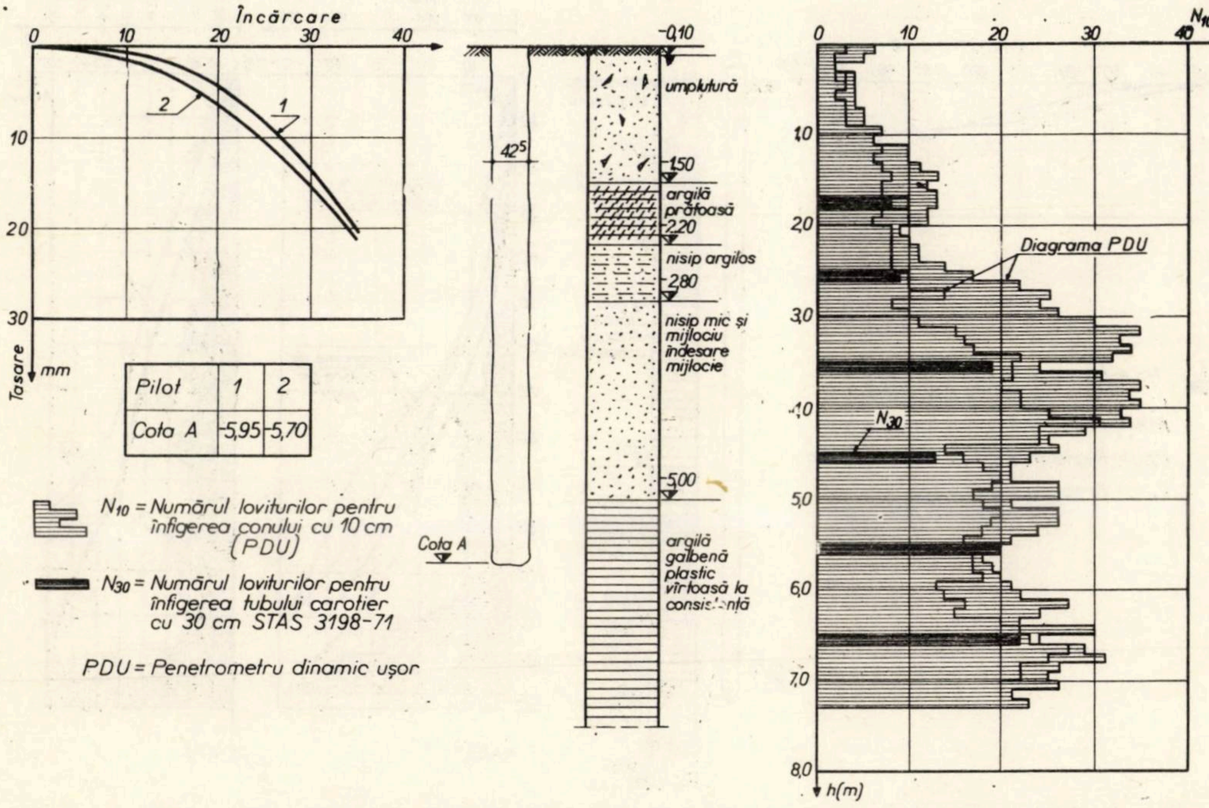

Încărcare
0
10
20
30
40
10
20
30
Tasare
mm
1
2
Pilot 1 2
Cota A -5,95 -5,70
N10 = Numărul loviturilor pentru înfigerea conului cu 10 cm (PDU)
N30 = Numărul loviturilor pentru înfigerea tubului carotier cu 30 cm STAS 3198-71
PDU = Penetrometru dinamic uşor
42^5
Cota A
-0,10
umplutură
1,50
argilă prăfoasă
2,20
nisip argilos
2,80
nisip mic şi mijlociu îndesare mijlocie
5,00
argilă galbenă plastic vîrtoasă la consistenţă
N10,N30
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
h(m)
Diagrama PDU
N30

Fig. 4 — Diagramele de încărcare a piloţilor scurţi de probă, cu vîrful în argilă, pe amplasamentul complexului şcolar „Balta Verde" Timişoara.

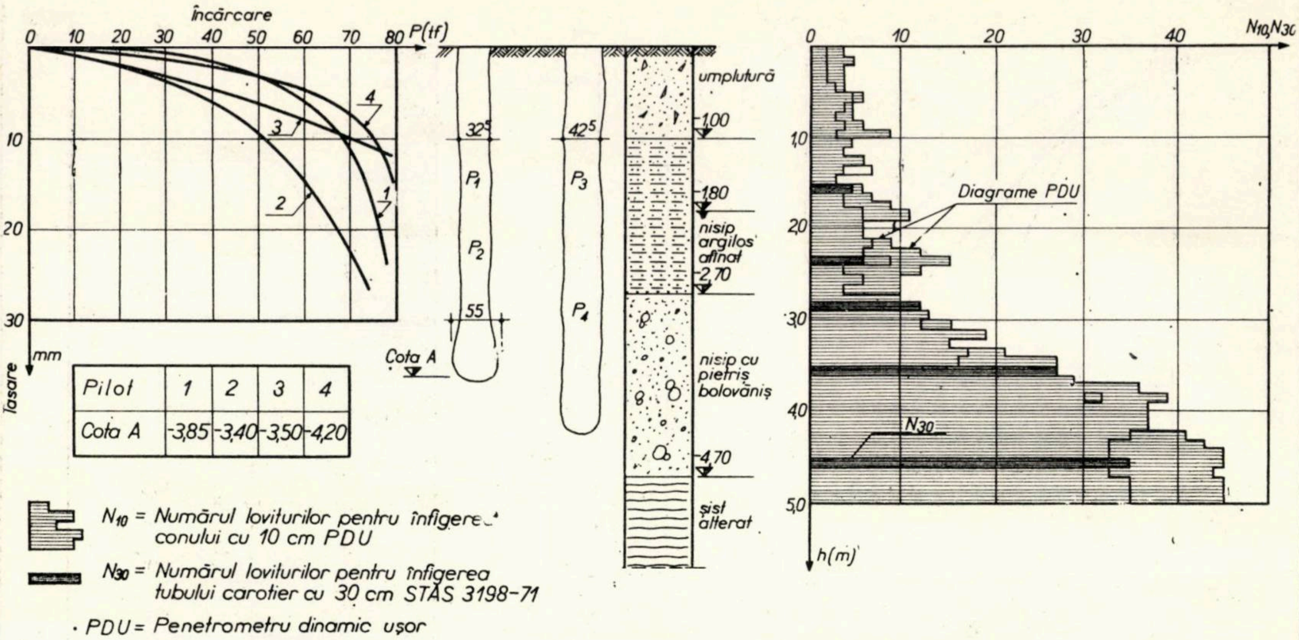


Fig. 5 – Diagramele de încărcare a piloților scurți de probă, cu vîrful în nisip cu pietriș și bolovăniș, și diagramele de penetrare, pe amplasamentul unor blocuri de locuințe din Reșița

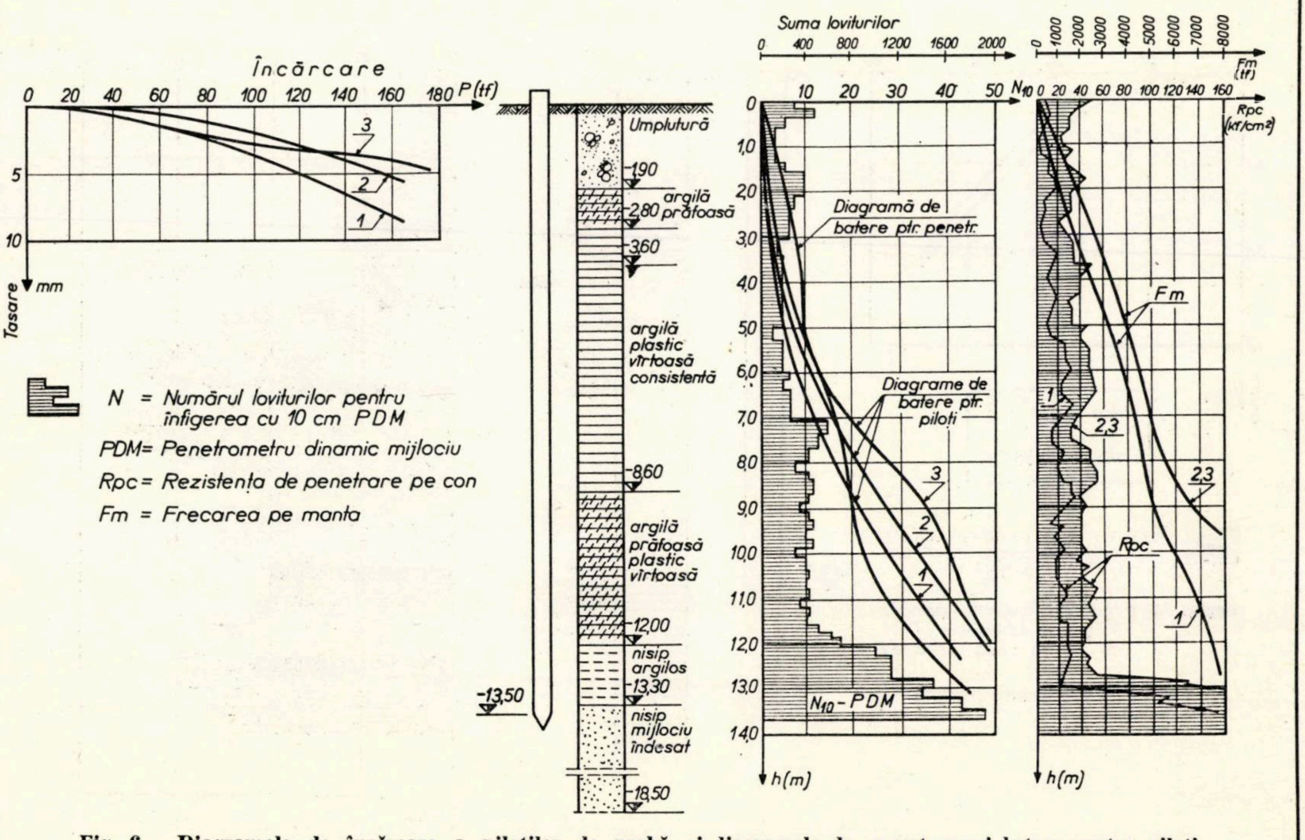
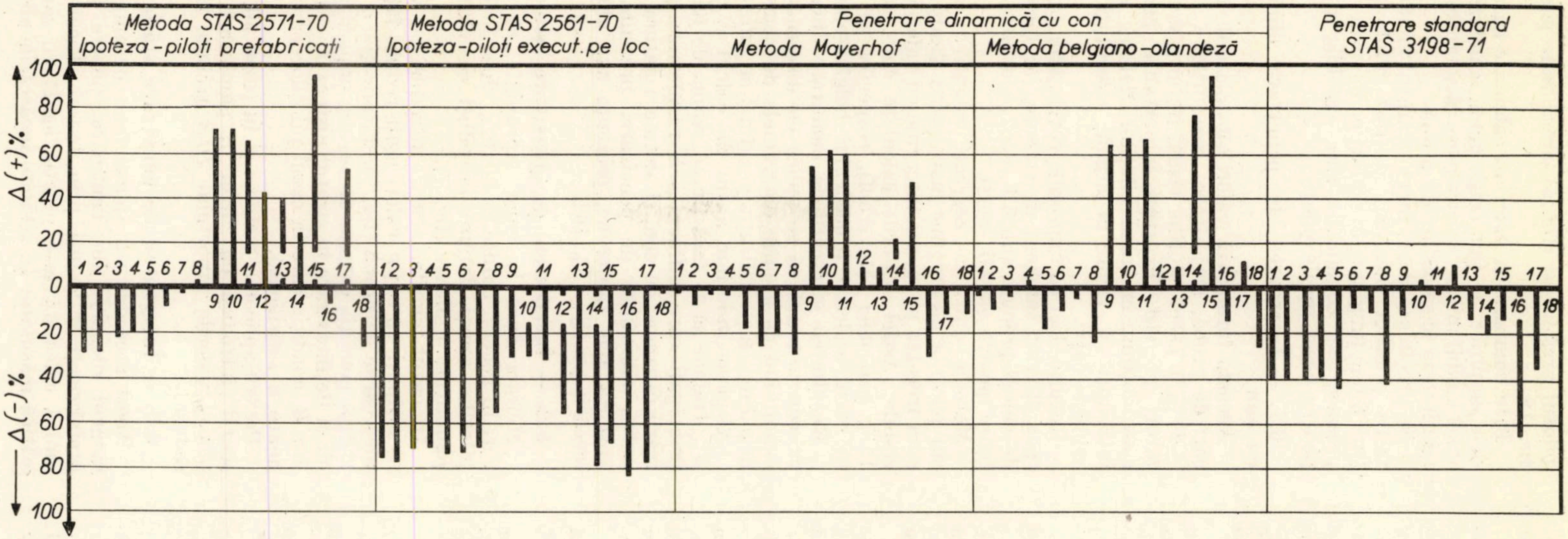


Fig. 6 – Diagramele de încărcare a piloților de probă și diagramele de penetrare și batere pentru piloți, pe amplasamentul silozului de cereale din Timișoara.



Pilot Nr. Caract.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Amplasament	Balta Verde - Timişoara Piloţi cu vîrful în nisip							Balta Verde - Timişoara Piloţi cu vîrful în argilă						Reşiţa Bloc.-panouri mari				Tmş Siloz
Diametru pilot (cm)	42,5	42,5	42,5	42,5	42,5	32,5	32,5	42,5	42,5	42,5	42,5	42,5	42,5	32,5	32,5	42,5	42,5	35×35
Diametru bulb (cm)	—	—	—	—	—	55,0	55,0	—	—	—	—	—	—	50,0	50,0	—	—	—
Fişă (m)	4,75	4,50	4,90	4,80	4,80	5,30	5,00	4,20	4,27	4,45	4,50	5,95	5,70	3,85	3,40	3,70	4,30	13,50
Mod de execuţie	Executat pe loc prin																	pref. bătut
	vibropresare							vibr.	vibroperc.		vibropresare							
Cap. portantă încerc. de prob.	45,6	44,0	43,4	40,0	46,3	34,2	32,0	30,0	13,10	13,70	14,30	20,0	19,0	38,3	28,6	47,8	40,6	80

NOTĂ:
Valoarea de referinţă s-a considerat capacitatea portantă rezultată din încărcarea de probă.

$$P_a = \frac{P_{cr.}}{1,75}$$

Fig. 7 – Diagrama abaterilor procentuale ale capacităţilor portante ale piloţilor calculaţi cu diferite metode, faţă de capacitatea portantă obţinută din încărcarea de probă.

fără bulb, dar cu diametru mai mare Ø = 42,5 cm, fişa acestora fiind variabilă de la 4,20 la 5,90 cm.

Sondajele dinamice s-au executat cu penetrometrul dinamic uşor (PDU).

În oraşul Reşiţa, pentru executarea unor blocuri de locuinţe P + 4 din panouri mari, s-au folosit, de asemenea, piloţi scurţi turnaţi la faţa locului prin vibropresare. Stratificaţia constă la suprafaţă din aluviuni fine reprezentate prin nisipuri prăfoase-argiloase slab consolidate, afînate. Sub adîncimea de cca 2,0 — 2,5 m apar nisipurile cu pietriş şi prundiş de grosime 2,0—3,0 m suprapuse rocii de bază (şisturi cristaline alterate).

Piloţii de probă, cu şi fără bulb (fig. 5), au fişa variabilă de la 3,30 la 3,85 m, iar încastrarea în stratul portant de 0,80 pînă la 1,85 m. De fiecare dată s-a atins refuzul la înfigerea tubului de inventar, în consecinţă piloţii fiind purtători pe vîrf.

7.2. — Piloţi prefabricaţi introduşi prin batere

Lucrarea se referă la realizarea unui siloz de cereale de mare capacitate. În fig. 6 se prezintă principalele rezultate ale diferitelor cercetări cu penetrometrul dinamic mijlociu (PDM) şi penetrometrul static.

Stratificaţia constă din argilă sau argilă prăfoasă plastic consistentă ($I_c = 0,6 - 0,7$) pînă la adîncimea de 12,0 m după care urmează nisipurile mijlocii-mari îndesate, ceea ce face ca piloţii încastraţi în acest strat să fie consideraţi ca purtători pe vîrf.

Piloţii de probă sînt prefabricaţi din beton armat cu secţiunea 35 × 35 cm şi fişa 13,5 m, avînd încastrarea de cca 1 m în stratul de nisip. Refuzul prescris a fost de maximum 2 cm după 3—5 serii consecutive a 10 lovituri fiecare serie.

Încărcarea de probă a piloţilor a fost dusă pînă la sarcina de 160 tf fără a se atinge sarcina de rupere.

În fig. 7 s-au centralizat rezultatele calculelor privind capacitatea portantă a piloţilor realizaţi pe amplasamentele specifice cu metodele amintite mai sus.

8. — CONCLUZII

În cadrul figurii 7 s-au centralizat datele importante legate de piloţii de probă, diagrama reprezentînd abaterile procentuale ale capacităţilor portante calculate cu metodele expuse în lucrare, faţă de capacitatea portantă obţinută prin încărcarea de probă.

Numerotatea piloţilor s-a făcut cu numerele 1, 2, ... 18, ei putînd fi identificaţi în ordinea numerotării astfel : piloţii nr. 1, 2, 3, 4, 5 (fig. 1) corespund piloţilor nr. 1, 2, 3, 4, 5 ; piloţii P_1 şi P_2 (fig. 2) corespund piloţilor 6 şi 7 ; piloţii nr. 1, 2, 3, 4 (fig. 3) corespund piloţilor 8, 9, 10, 11 ; piloţii nr. 1 şi 2 (fig. 4) corespund piloţilor 12, 13 ; piloţii nr. 1, 2, 3, 4 (fig. 5) corespund piloţilor 14, 15, 16, 17, iar pilotul prefabricat (fig. 6) corespunde pilotului nr. 18.

Prin compararea valorilor calculate cu metodele empirice se pot trage unele concluzii privind modul în care fiecare metodă se apropie de rezultatele încercărilor de probă.

Se precizează de la început faptul că majoritatea piloţilor încercaţi au fost piloţi scurţi (sub 6,0 m lungime), executaţi pe loc prin vibropresare, iar concluziile sînt valabile tocmai pentru acest tip de piloţi.

8.1. — Încercarea de penetrare dinamică cu con

Aceasta furnizează valori apropiate de încercări de probă, majoritatea ecarturilor fiind de ±20% în cazul piloţilor scurţi flotanţi sau purtători pe vîrf. Ecarturi importante pozitive s-au obţinut în cazul piloţilor flotanţi scurţi introduşi cu vîrful în argilă, executaţi prin vibropercuţie.

Rezultă deci că expresiile corelaţiilor folosite (pct. 2) sînt suficient de corecte, iar metodele de calcul propuse sub 2.1 şi 2.2. sînt satisfăcătoare pentru piloţii scurţi.

Metoda duce la ecarturi negative în cazul piloţilor de lungime mare (siloz Timişoara), cînd frecarea pe manta intervine cu valori apreciabile. Astfel, valorile calculate sînt cu cca 15% mai mici (Meyerhof), respectiv cu 30% în cazul aplicării procedeului belgian-olandez.

Rezultatele încercării de penetrare dinamică cu con urmează să se aplice cu discernămînt, examinînd cu atenţie diagramele de penetrare în paralel cu stratificaţia pe adîncime suficientă.

Alegerea valorilor medii de calcul N_{10} sau N_{20} trebuie să se facă ţinînd seama de factorii principali care influenţează rezultatele penetrării dinamice cu con, şi anume : natura terenului, adîncimea de penetrare, prezenţa sau absenţa apei subterane, prezenţa sau absenţa frecării pe tije [5], [6].

8.2. — Încercarea de penetrare standard

Metoda duce la valori apropiate, cu ecarturi în general reduse de ±10%, doar în cazul piloţilor scurţi flotanţi introduşi cu vîrful în pămînturi argiloase (fig. 7).

În cazul piloţilor scurţi introduşi cu vîrful în nisipuri se obţin valori mult reduse faţă de încercările de probă (fig. 7). Explicaţia o constituie condiţia extrem de severă impusă adîncimii de încastrare în stratul nisipos $D = (10-20)\ B$, condiţie care în cazul piloţilor scurţi nu poate fi satisfăcută.

Pentru aplicarea metodei şi în cazul piloţilor scurţi introduşi cu vîrful în pămînturi nisipoase, valorile raportului D/B trebuie să fie reduse.

8.3. — Încercarea de penetrare statică

Acest procedeu s-a aplicat doar pe amplasamentul silozului din Timişoara, pentru piloţi prefabricaţi introduşi prin batere. Încărcarea limită calculată este practic egală cu sarcina critică măsurată. În schimb, încărcările admisibile rezultă diferite cu +12% în cazul încărcărilor de probă, la aceasta contribuind caracterul totuși arbitrar al coeficienților de siguranță adoptați.

8.4. — Relațiile din STAS 2561—70

Aceste relații duc la ecarturi negative de cel mult 30%, în cazul piloților scurți introduși cu vîrful în nisip, și la ecarturi pozitive de cel mult 70%, în cazul piloților scurți introduși cu vîrful în argilă, cînd s-a făcut echivalarea piloților scurți executați pe loc prin vibropresare cu piloți prefabricați introduși prin vibrare. Ecarturile sînt foarte diferite, dar, în general, pozitive la piloții cu vîrful în aluviuni grosiere.

Considerînd, în schimb, cazul piloților executați pe loc, au rezultat ecarturi negative foarte mari de 37—83%.

Rezultă deci că pentru piloții scurți, executați pe loc prin vibrare, în nici un caz nu sînt aplicabile relațiile din STAS 2561—70 corespunzătoare piloților turnați pe loc, indiferent de modul de execuție a acestora.

Pentru piloții prefabricați introduși prin batere (siloz Timișoara), calculul după STAS 2561—70 (relația 8) duce la valori apropiate de cele măsurate, totuși sub acestea. O bună corelație rezultă, pe baza datelor obținute, din baterea pilotului de probă prin aplicarea relației din STAS 2561—70.

8.5. — Alte observații

a) La piloții scurți fără bulb, realizați cu tub de inventar Ø = 42,5 cm, introduși în nisipuri cu pietriș rar pe adîncimi de 2,30 — 2,70 m, adică (5,5—6,5) B, s-au obținut, în urma încărcărilor de probă, valori ridicate ale încărcării admisibile pe pilotul izolat, egale cu 40 pînă la 46 tf (fig. 1 ; fig. 7).

Distanța de la vîrful piloților pînă la stratul de argilă vîrtoasă era variabilă de la 1,2 pînă la 1,5 m, adică (2,8—3,5) B, valoare care satisface condițiile minime recomandate.

Totuși, adîncimea de înfigere în stratul portant nisipos nu este îndeplinită pentru nici una din metodele empirice :

— metoda belgiano-olandeză : $D_{\min} = 8B = 3,36$ m.

— metoda [1] : $\left(\frac{D}{B}\right)_{\min} = 15 \quad D_{\min} = 15B = 6,3$ m.

Explicația acestor capacități portante ridicate o constituie efectul favorabil al vibropresării asupra îndesării suplimentare a nisipurilor.

b) La piloții scurți turnați cu tubul de inventar Ø = 32,5 cm, prin realizarea unui bulb Ø = 55 cm s-au obținut valori ridicate ale încărcării admise de 32—34 tf, în condiții de stratificație ceva mai defavorabile față de cazul precedent, prin apariția în nisipuri a unei intercalații de argilă prăfoasă, plastic consistentă, deasupra bulbului.

Și în acest caz adîncimea de înfigere în stratul portant nisipos nu satisface condițiile impuse de metodele empirice.

Rezultă deci că în cazul piloților scurți, executați pe loc prin vibropresare, introduși cu vîrful în nisipuri, se pot obține capacități portante ridicate, chiar dacă apar intercalații subțiri argiloase, dar cu I_c peste 0,50.

În asemenea situații de stratificație, pentru calculul capacității portante, folosind datele obținute din penetrarea dinamică sau statică, adîncimea de încastrare se poate lua considerînd inclusiv grosimea intercalațiilor argiloase cu $I_c > 0,50$.

c) La piloții scurți executați pe loc prin vibropresare, introduși cu vîrful în aluviuni grosiere (nisip cu pietriș și bolovăniș) (fig. 5 ; fig. 7), s-au obținut încărcări admise ridicate de 30—48 tf, deși valorile adîncimii de înfigere în stratul portant sînt relativ reduse $D = 0,70 - 1,50$ m, adică $D = (1,65 - 3,50)\ B$.

În acest caz, explicația încărcărilor mari pe piloți o constituie prezența unui strat de bază de portanță ridicată, precum și efectul favorabil al tehnologiei de lucru prin vibropresare.

d) În schimb, piloții scurți, executați pe loc prin vibropresare, au portanță scăzută atunci cînd sînt introduși cu vîrful în pămînturi argiloase de consistență $I_c = 0,50 - 0,75$, chiar dacă mantaua lor străbate și pămînturi nisipoase.

Portanța în acest caz este proporțională cu fișa pilotului.

De data aceasta, vibropresarea nu are nici un efect pozitiv. Mai mult chiar, se poate considera că acționează negativ asupra caracteristicilor fizico-mecanice ale pămînturilor argiloase.

BIBLIOGRAFIE

[1] Botea E., Manoliu I. : *Metodologia de calcul a capacității portante a piloților pentru faze preliminare de proiectare.* Buletin de informare tehnică nr. 4, 1971, București.

[2] Culiță C. : *Stabilirea condițiilor de fundare pe baza încercărilor de penetrare statică.* Studii și cercetări în construcții și economia construcțiilor nr. 2, 1968, București.

[3] Gîdea A. : *Cercetarea terenului cu aparatul de penetrare prin percuție.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții nr. 7, 1961, București.

[4] Meyerhof G. G. : *Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils.* Journal of the Soil Mechanics and Foundation. American Society of Civil Engineers, January 1953.

[5] Melzer K. : *Sonderuntersuchungen in Sand.* Technische Hochschule Aachen, 1967.

[6] Păunescu M., Gîdea A., Gruia A. : *Despre factorii care influențează rezultatele penetrării dinamice cu con.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții nr. 8, 1966, București.

[7] Păunescu M., Gîdea A., Gruia A., Schein T. : *Druck und Rammsondierungen zur Berechnung des Tragfähigkeit von Pfahlen.* Proc. 4th. Conf. on Soil Mechanics. Budapest, Akadémiai Kiadó, 1971.

[8] Sanglerat C. : *Le pénétrometre et la reconnaissance des sols.* Paris, Dunod, 1965.

[9] Schultze E., Muhs H. : *Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten.* Berlin, Springer Verlag, 1967.

[10] Păunescu M., Schein T. : *Cercetări privind executarea piloților scurți turnați la fața locului prin vibropresare.* Buletinul științific și tehnic al I.P.T. Tomul 15 (29), 1970.

[11] Păunescu M., Schein T., Gîdea A. și Rogna M. : *Fundații pe piloți turnați la fața locului.* A II-a Conferință de geotehnică și fundații, București, 3—5 iunie 1971.

CZ 624.043

CALCULUL ÎN DOMENIUL PLASTIC AL CONSTRUCŢIILOR CU DIAFRAGME

Ing. **EINAR KEINTZEL**
Institutul „Proiect Braşov"

Din calculul elastic al construcţiilor rigidizate prin diafragme rezultă, în multe cazuri, o solicitare relativ puternică a buiandrugilor diafragmelor cu goluri, eforturile în aceşti buiandrugi fiind mult mai mari decît cele din elementele verticale.

Pentru situaţii de acest gen s-a propus într-o serie de lucrări [5], [11], [12] admiterea apariţiei unor deformaţii plastice în buiandrugi, ducînd, pe de o parte, la reducerea cantităţii de armătură în aceste elemente şi, pe de altă parte, la folosirea mai raţională a capacităţii de rezistenţă a elementelor verticale. Pe cînd relaţiile din [11], [12] sînt bazate pe teoria plastică simplă (capacitate de rotire a articulaţiilor plastice nelimitată), în [5] se introduce şi verificarea condiţiei de compatibilitate a rotirilor articulaţiilor plastice, precum şi, pentru construcţii situate în regiuni seismice, verificarea atingerii unui coeficient de ductilitate stabilit.

În lucrarea de faţă se deduc relaţii pentru proiectarea plastică a construcţiilor cu diafragme, prin aplicarea cărora se obţine satisfacerea implicită a celor două verificări menţionate.

1. *CALCULUL ELASTIC SIMPLIFICAT AL CONSTRUCŢIILOR CU DIAFRAGME*

Pentru deducerea unor relaţii simple de proiectare plastică a construcţiilor cu diafragme se pleacă de la un calcul elastic simplificat al construcţiilor simetrice cu diafragme, arătat în [3], [4].

În cadrul acestui calcul simplificat, structura de rezistenţă a construcţiei cu n niveluri se reduce la cadrul înlocuitor din fig. 1 *a*, avînd un singur stîlp cu rigiditatea practică i_s şi n capete de riglă cu rigiditatea practică i_r, care, la rîndul lor, se echivalează conform fig. 1 *b* prin nişte capete de rigle fictive infinitesimale, uniform distribuite pe înălţimea h a fiecărui nivel, avînd rigiditatea practică $i_r \mathrm{d}x/h$. Notînd :

I_{sj} — momentul de inerţie al secţiunii elementului structural vertical (stîlpului) j,
I_{ri} — momentul de inerţie al secţiunii unui buiandrug (unei rigle) din şirul vertical de goluri i,
I_s — momentul de inerţie al secţiunii stîlpului cadrului înlocuitor,
l_i — deschiderea teoretică a buiandrugilor (riglelor) din şirul vertical de goluri i,
a_i — deschiderea lumină a buiandrugilor (riglelor) din şirul vertical de goluri i,

se găsesc rigidităţile practice

$$i_s = \frac{I_s}{h} = \frac{1}{h} \sum_j I_{sj} \tag{1}$$

$$i_r = 2 \sum_i \frac{I_{ri}}{l_i} \left(\frac{l_i}{a_i}\right)^3. \tag{2}$$

Introducînd parametrul

$$\alpha = n \sqrt{6 \frac{i_r}{i_s}} \tag{3}$$

şi notînd :

$M(\xi)$ — momentul din sarcini orizontale solicitînd construcţia în ansamblu (momentul de consolă),
$Q(\xi)$ — forţa tăietoare din sarcini orizontale, solicitînd construcţia în ansamblu (forţa tăietoare de consolă),
M_0 — momentul de consolă la baza construcţiei,
Q_0 — forţa tăietoare de consolă la baza construcţiei,

momentele în rigla şi în stîlpul cadrului înlocuitor au expresiile:

$$M_r(\xi) = Q_0 h \Phi(\alpha, \xi) \tag{4}$$

$$M_s(\xi) = M(\xi) - M_0 \psi_1(\alpha, \xi), \tag{5}$$

funcţiile $\Phi(\alpha, \xi)$ şi $\psi_1(\alpha, \xi)$ fiind date pentru diferite cazuri de încărcare în [3] .

Înclinarea tangentei la deformata structurii se poate calcula pe consola conjugată (prin metoda grafoanalitică a lui Mohr), obţinînd

$$\varphi(\xi)=\frac{H}{EI_s}\int_0^{\xi} M_s(\xi)\,\mathrm{d}\xi=\frac{H}{EI_s}\int_0^{\xi}[M(\xi)-M_0\psi_1(\alpha,\xi)]\,\mathrm{d}\xi=\frac{M_0H}{EI_s}[F_1(\xi)-F_2(\alpha,\xi)] \tag{6}$$

cu

$$F_1(\xi)=\frac{1}{M_0}\int_0^{\xi} M(\xi)\,\mathrm{d}\xi$$

$$F_2(\alpha,\xi)=\int_0^{\xi}\psi_1(\alpha,\xi)\,\mathrm{d}\xi.$$

Cunoscînd unghiul de înclinare a tangentei la deformata structurii $\varphi(\xi)$, unghiul de rotire a capetelor de buiandrugi din şirul de goluri i se calculează, după cum rezultă din fig. 2, prin relaţia

$$\varphi_i(\xi)=\frac{l_i}{a_i}\varphi(\xi). \tag{7}$$

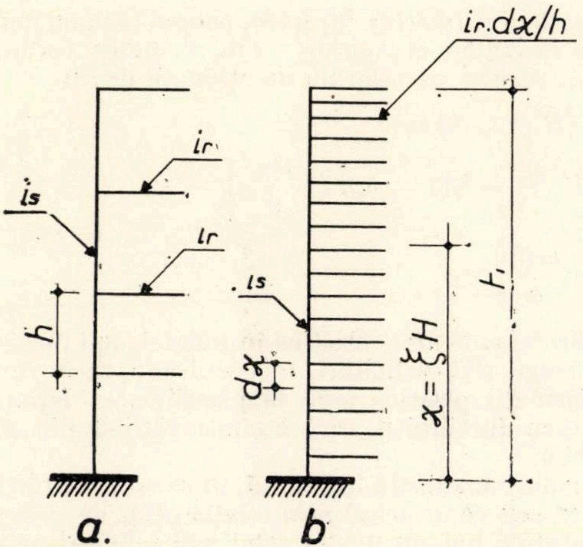


Fig. 1

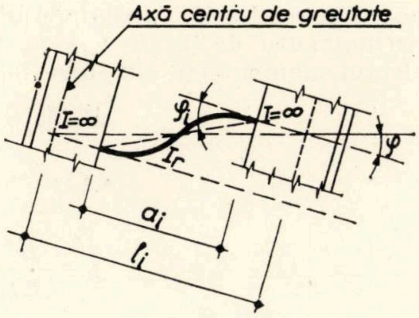


Fig. 2

Expresia săgeţii la vîrful construcţiei, dedusă în [10], se poate aduce la forma

$$f=\frac{\varkappa M_0H^2}{EI_s}[1-F_3(\alpha)], \tag{8}$$

unde se introduce

— pentru cazul de încărcare a construcţiei cu o sarcină uniform distribuită (sarcină de vînt)

$$\varkappa=1/4$$

$$F_3(\alpha)=1-\frac{4}{\alpha^2}\left[1-\frac{2}{\alpha^2}\left(\frac{1}{\operatorname{ch}\alpha}+\alpha\operatorname{th}\alpha-1\right)\right]$$

— pentru cazul de încărcare a construcţiei cu o sarcină triunghiulară cu valoarea maximă la vîrf (sarcină seismică)

$$\varkappa=11/40$$

$$F_3(\alpha)=1-\frac{40}{11\,\alpha^2}\left\{1-\frac{3}{\alpha^2}\left[\frac{1}{\operatorname{ch}\alpha}+\left(\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{\alpha}\right)\operatorname{th}\alpha\right]\right\}$$

— pentru cazul de încărcare a construcției cu o forță concentrată la vîrf

$$\varkappa = 1/3$$

$$F_3(\alpha) = 1 - \frac{3}{\alpha^2}\left(1 - \frac{\operatorname{th}\alpha}{\alpha}\right).$$

Valorile funcțiilor $F_1(\xi)$, $F_2(\alpha, \xi)$, $F_3(\alpha)$ se dau în anexă, în tabelele 1—5, iar valorile funcțiilor $\Phi(\alpha, \xi)$, $\psi_1(\alpha, \xi)$ sînt tabulate în [3].

2. *CALCULUL PLASTIC SIMPLIFICAT AL CONSTRUCȚIILOR CU DIAFRAGME*

Un calcul plastic simplificat al construcțiilor cu diafragme se poate efectua, după [5], în două variante :

Varianta 1. Se introduce, după [5], [11], [12], la capetele tuturor buiandrugilor șirului de goluri i același moment de plastificare M_{pi}, inferior momentului elastic maxim în buiandrugii șirului i, b acțiunea riglelor asupra stîlpului cadrului înlocuitor reducîndu-se la acțiunea momentului distriuit constant

$$m = \frac{2}{h}\sum_i \frac{l_i}{a_i} M_{pi}. \tag{9}$$

Observînd că în relația (5), precum și în parantezele din relațiile (6) și (8), primul termen corespunde consolei cu momentul de inerție I_s, supusă acțiunii sarcinilor orizontale, cel de-al doilea termen introducînd efectul momentelor din rigle (buiandrugi), rezultă că relațiile menționate devin

$$M_s(\xi) = M(\xi) - H\,(1 - \xi)\,m \tag{10}$$

$$\varphi(\xi) = \frac{M_0 H}{E I_s}\left[F_1(\xi) - \xi(1 - 0{,}5\,\xi)\frac{Hm}{M_0}\right] \tag{11}$$

$$f = \frac{H^2}{EI_s}\left(\varkappa M_0 - \frac{mH}{3}\right). \tag{12}$$

Deoarece momentele M_{pi} sînt mai mici decît momentele elastice în buiandrugii puternic solicitați, însă mai mari decît momentele în buiandrugii slab solicitați, în cazul adoptării variantei 1 buiandrugii puternic solicitați vor acumula deformații plastice pînă la plastificarea buiandrugilor slab solicitați. În consecință, în acest caz, obținerea ductilității, cerută construcțiilor din zone seismice, este de cele mai multe ori practic imposibilă.

Astfel, a rezultat, pentru o diafragmă cu goluri analizată în [5], că, în cazul adoptării variantei 1, factorul de ductilitate a diafragmei, definit în cele ce urmează prin relația (23), ar putea atinge numai atunci valoarea 4, dacă factorul de ductilitate a buiandrugului celui mai solicitat ar avea valoarea 27.

Rezultă că proiectarea plastică, după varianta 1, este cu totul neindicată pentru construcții situate în zone seismice. Pentru proiectarea plastică a acestor construcții se recomandă în [5] adoptarea unei soluții care să asigure plastificarea concomitentă a tuturor buiandrugilor din structură, supunînd ca atare buiandrugii la deformații plastice minime. Această soluție optimă a unei structuri proiectate în domeniul plastic se obține prin efectuarea calculului conform variantei 2, tratată în continuare.

Varianta 2. Relațiile de calcul corespunzînd variantei 2 se obțin prin aplicarea principiului redistribuirii minime a momentelor, definit în [7], [9]. Reducînd, în conformitate cu acest principiu, momentele de rigle, calculate în stadiul elastic, prin înmulțire cu un factor subunitar ν, denumit, în [9], coeficient plastic, relația (4) primește forma

$$M_{rp} = \nu Q_0\, h\, \Phi\,(\alpha, \xi). \tag{13}$$

Aplicînd și în acest caz observația privitoare la semnificația termenilor din relațiile (5), (6), (8), folosite la deducerea relațiilor (10), (11), (12), rezultă că relațiile (5), (6) și (8) devin, pentru cazul unui calcul plastic după varianta 2 :

$$M_s(\xi) = M(\xi) - \nu M_0\, \psi_1(\alpha, \xi) \tag{14}$$

$$\varphi(\xi) = \frac{M_0 H}{E I_s}\,[F_1(\xi) - \nu F_2(\alpha, \xi)] \tag{15}$$

$$f = \frac{\varkappa M_0 H^2}{EI_s}\,[1 - \nu F_3(\alpha)]. \tag{16}$$

3. *MOMENTUL PLASTIC MAXIM AL BUIANDRUGILOR*

În cazul construcţiilor din regiuni neseismice proiectate conform variantei 1 de calcul plastic se impune nedepăşirea capacităţii de rotire a articulaţiilor plastice de la capetele buiandrugului cel mai puternic solicitat, în momentul plastificării buiandrugului cel mai slab solicitat, adică în momentul în care relaţiile (9), (10), (11) devin valabile.

În cele ce urmează se determină valoarea maximă $m_{\max}$ a momentului plastic (9) al buiandrugilor, satisfăcînd această condiţie.

Egalînd momentul de plastificare al unei rigle a cadrului înlocuitor, $m \cdot h$, cu expresia

$$M_r = 6 E i_r \varphi, \tag{17}$$

intervenind în calculul prin distorsiuni al cadrului înlocuitor [3], se găseşte unghiul φ_e corespunzînd atingerii limitei elastice în buiandrugi

$$\varphi_e = \frac{m.h}{6 E i_r}. \tag{18}$$

Componenta unghiului $\varphi(\xi)$ din relaţia (11), producînd deformaţii plastice ale buiandrugilor, va fi, folosind şi relaţia (3),

$$\varphi_p(\xi) = \varphi(\xi) - \varphi_e(\xi) = \frac{M_0 H}{E I_s}\left[F_1(\xi) - \xi(1 - 0{,}5\xi)\frac{H \cdot m}{M_0}\right] - \frac{m.h}{6 E i_r} =$$

$$= \frac{M_0 H}{E I_s} F_1(\xi) - \frac{H^2 m}{E \cdot I_s}[\xi(1 - 0{,}5\xi) + 1/\alpha^2]. \tag{19}$$

Ţinînd seama de (7), rotirile articulaţiilor plastice din şirul de goluri i se obţin din relaţia

$$\varphi_{ip}(\xi) = \frac{l_i}{a_i}\varphi_p(\xi). \tag{20}$$

Egalînd această expresie cu capacitatea de rotire a articulaţiilor plastice din buiandrugi θ_{ip} şi introducînd (19) în (20), rezultă, pentru momentul plastic maxim admisibil al buiandrugilor :

$$m_{\max} = \max F(i, \xi) = \max \frac{M_0 H F_1(\xi) - E I_s \frac{a_i}{l_i}\theta_{ip}}{H^2[\xi(1 - 0{,}5\xi) + 1/\alpha^2]}. \tag{21}$$

Calculul practic al momentului plastic maxim admisibil se poate efectua ca atare prin iteraţie în modul următor :

— se apreciază o valoare a momentului m, se dimensionează riglele la acest moment şi se determină capacităţile de rotire a articulaţiilor plastice, θ_{ip} ;

— introducînd valorile θ_{ip} în (21), se determină o valoare îmbunătăţită a momentului m, pe baza căreia se calculează o valoare îmbunătăţită pentru θ_{ip} etc.

4. *COEFICIENTUL PLASTIC MINIM AL BUIANDRUGILOR*

În cazul construcţiilor din regiuni seismice, proiectate conform variantei 2 de calcul plastic, se impune nedepăşirea capacităţii de rotire a articulaţiilor plastice în condiţiile realizării unui factor de ductilitate prescris pentru construcţia în ansamblu.

În cele ce urmează se determină valoarea minimă admisibilă $\nu_{\min}$ a coeficientului plastic al buiandrugilor, corespunzînd acestei condiţii.

Pentru stabilirea coeficientului $\nu_{\min}$ se mai introduc următoarele ipoteze :

- se admite apariţia articulaţiilor plastice la capetele buiandrugilor (riglelor) sub acţiunea sarcinilor orizontale nominale ;
- elementele verticale ale structurii (stîlpii) se consideră în aşa fel dimensionate la acţiunea momentului nominal $M_s(\xi)$, calculat prin relaţia (14), încît momentul de calcul $cM_s(\xi)$ să producă plastificarea tuturor acestor elemente în secţiunea de încastrare în infrastructură ;
- impunînd articulaţiilor plastice de la baza stîlpilor o rotire φ^*, se presupune că aceste articulaţii plastice au o capacitate de rotire suficient de mare pentru a nu fi epuizată înainte de cea a

articulaţiilor plastice de la capetele buiandrugilor, rotirile articulaţiilor plastice de la capetele buiandrugilor fiind, conform relaţiei (7), mult mai mari decît φ^*.

Notînd cu φ^*_{lim} unghiul φ^*, la atingerea căruia se epuizează capacitatea de rotire a articulaţiilor plastice de la capetele buiandrugilor celor mai solicitaţi, săgeata la vîrful construcţiei corespunzînd acestei situaţii va fi, conform fig. 3,

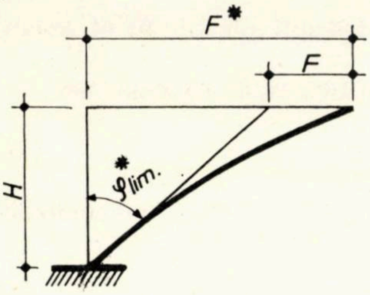


Fig. 3

$$f^* = f + H\varphi^*_{\text{lim}} \tag{22}$$

unde f reprezintă săgeata calculată prin relaţia (16). Faţă de această situaţie, factorul de ductilitate al structurii se defineşte prin relaţia

$$d = \frac{f^*}{f} = 1 + \frac{H\varphi^*_{\text{lim}}}{f}. \tag{23}$$

Se recomandă în [1], [2] de a rezolva structurile construcţiilor situate în regiuni seismice în aşa fel încît factorul lor de ductilitate să aibă cel puţin valoarea 4—6.

Impunînd o valoare dată a factorului de ductilitate, rezultă că acestei valori îi corespunde unghiul de rotire a articulaţiei plastice de la baza stîlpului

$$\varphi^* = (d-1)f/H, \tag{24}$$

iar adunînd relaţiile (15) şi (24), introducînd (16) şi considerînd şi coeficientul solicitării stîlpului c, se găseşte înclinarea tangentei la deformata stîlpului

$$\varphi(\xi) = \frac{M_0 H}{E I_s}\left\{cF_1(\xi) - \nu F_2(\alpha, \xi) + \varkappa(d-1)\left[c - \nu F_3(\alpha)\right]\right\}. \tag{25}$$

Egalînd momentul de plastificare al riglelor, calculat prin relaţia (13), cu expresia (17), se găseşte unghiul $\varphi_e(\xi)$, corespunzînd atingerii limitei elastice în buiandrugi

$$\varphi_e(\xi) = \frac{\nu Q_0\, h\, \Phi(\alpha, \xi)}{6\, E\, i_r} = \frac{Q_0 H}{M_0}\,\frac{\nu M_0 h \Phi(\alpha, \xi)}{6\, E\, i_r} = \frac{Q_0 H}{M_0}\,\frac{\nu M_0\, \Phi(\alpha, \xi)}{6\, E\, n\, i_r}. \tag{26}$$

Componenta unghiului $\varphi(\xi)$ din relaţia (25), producînd deformaţii plastice ale buiandrugilor, va fi ca atare, folosind şi relaţia (3)

$$\varphi_p(\xi) = \varphi(\xi) - \varphi_e(\xi) = \frac{M_0 H}{E I_s}\left\{cF_1(\xi) - \nu F_2(\alpha, \xi) + \varkappa(d-1)\left[c - \nu F_3(\alpha)\right] - \frac{Q_0 H}{M_0}\,\frac{\nu \Phi(\alpha, \xi)}{\alpha^2}\right\}. \tag{27}$$

Egalînd expresia (20) cu capacitatea de rotire a articulaţiilor plastice din buiandrugi $\theta_{ip}(\xi)$, introducînd (27) în (20) şi observînd că pentru $\nu = 1$ relaţiile (15) şi (26) trebuie să devină identice, rezultă pentru coeficientul plastic minim admisibil al buiandrugilor

$$\nu_{\min} = \max F^\star(i, \xi) = \max \frac{c\left[F_1(\xi) + \varkappa(d-1)\right] - \dfrac{E I_s}{M_0 H}\,\dfrac{a_i}{l_i}\,\theta_{ip}(\xi)}{F_1(\xi) + \varkappa(d-1)\, F_3(\alpha).}. \tag{28}$$

Dacă momentul de plastificare a stîlpului cadrului înlocuitor M_{sp} este mai mare decît momentul $c\, M_s(0)$, calculat cu ajutorul relaţiei (14), coeficientul solicitării stîlpului, c, se va înlocui în relaţia (28) prin $c\, M_{sp}/M_s(0)$.

Relaţia (28) se poate folosi, de altfel, şi pentru proiectarea plastică conform variantei 2 a construcţiilor situate în zone neseismice, punînd $d = 1$.

Calculul practic al coeficientului plastic minim admis se poate efectua prin iteraţie în modul următor :

- introducînd în relaţia (13) o valoare apreciată pentru ν, se calculează momentele de dimensionare a riglelor, iar după ce riglele au fost dimensionate, se determină capacităţile de rotire a articulaţiilor plastice $\theta_{ip}(\xi)$;
- introducînd valorile $\theta_{ip}(\xi)$ în (28), se determină o valoare $\nu_{\min}$ care se introduce din nou în (10) etc.

În funcţie de valoarea coeficientului plastic minim se pot distinge următoarele situaţii :

$\nu_{\min} < 0$ — din cauza rigidităţii mari a elementelor verticale sau din cauza solicitării relativ reduse, deformaţiile structurii sînt atît de mici, încît capacitatea de rotire a articulaţiilor plastice din buiandrugi nu va fi depăşită, oricît de mic ar fi coeficientul ν_i ;

$0 < \nu_{\min} < 1$ — momentele în buiandrugi se pot reduce conform relaţiei (13), respectînd coeficientul plastic minim calculat ;

$\nu_{\min} > 1$ — din cauza rigidităţii reduse a elementelor verticale sau din cauza solicitării relativ importante, deformaţiile structurii sînt atît de mari, încît factorul de ductilitate propus nu poate fi atins nici în cazul dimensionării buiandrugilor pe baza momentelor elastice.

5. *VERIFICAREA DUCTILITĂŢII CONSTRUCŢIEI*

După cum rezultă din discuţia valorilor posibile ale coeficientului plastic minim, determinarea acestui coeficient permite caracterizarea modului de comportare a unei structuri sub acţiunea sarcinilor orizontale printr-o singură valoare sintetică, oglindind interacţiunea rigidităţii, ductilităţii şi a gradului de solicitare a structurii.

Considerînd proiectarea în domeniul elastic a construcţiilor cu diafragme ca un caz limită al proiectării lor în domeniul plastic, caracterizat prin $\nu = 1$, rezultă că relaţiile din lucrare se pot folosi şi pentru verificarea ductilităţii structurilor proiectate în domeniul elastic, respectiv pentru verificarea capacităţii de rotire a articulaţiilor plastice de la capetele buiandrugilor, corespunzînd unui factor de ductilitate impus. Introducînd în acest scop în (28) $\nu = 1$, $c = 1$, se obţine relaţia de verificare

$$\theta_{i_p}(\xi) \geqslant \frac{l_i}{a_i} \frac{(d-1)f}{H}, \tag{29}$$

unde f se va calcula, fie prin formula aproximativă (8), fie prin orice procedeu mai exact.

Rezultă că pentru a respecta un factor de ductilitate impus, calculul în domeniul elastic al construcţiilor cu diafragme se va face în două etape : în etapa 1 se face un calcul static obişnuit al structurii, se dimensionează buiandrugii pe baza momentelor obţinute şi se stabilesc valorile $\theta_{i_p}(\xi)$, iar în etapa 2 se reface calculul static al structurii, neglijînd buiandrugii a căror capacitate de rotire plastică nu îndeplineşte relaţia (29), iar restul elementelor se dimensionează la solicitările sporite, corespunzînd schemei statice cu buiandrugii respectivi suprimaţi.

Se mai atrage atenţia asupra faptului că ductilitatea construcţiilor cu diafragme se verifică prin relaţia (28) sau (29) numai din punctul de vedere al deformaţiilor plastice din rigle. Pentru o verificare completă ar trebui analizată şi rotirea articulaţiilor plastice de la baza elementelor verticale cu unghiul φ^* din relaţia (24). În vederea stabilirii capacităţii de rotire a articulaţiilor plastice de la baza diafragmelor, ţinînd seama de forma secţiunii, de repartizarea armăturilor şi de sarcina axială, de multe ori importantă, mai sînt însă necesare cercetări experimentale.

De asemenea, se menţionează că, după cum rezultă din cercetările experimentale analizate în [6], în cazul unor buiandrugi scurţi la care forţa tăietoare este solicitarea predominantă, se va neglija la stabilirea valorilor θ_{i_p} efectul favorabil al armării duble.

6. *EXEMPLU DE CALCUL*

O construcţie cu 10 niveluri, avînd $h = 3{,}00$ m, rigidizată prin trei diafragme cu mai multe şiruri de goluri, una centrală (diafragma I din fig. 4) şi două laterale (diafragmele II din fig. 4), este acţionată de forţa seismică de calcul $Q_0 = 50$ t, avînd o distribuţie triunghiulară şi provocînd momentul de consolă $M_0 = 50 \cdot 2 \cdot 30{,}0/3 = 1000$ tm. Diafragmele se realizează din beton B 200 cu $E = 265\,000$ kg/cm², riglele au înălţimea de 60 cm, influenţa fisurării riglelor se introduce înmulţind momentele lor de inerţie cu 0,25. Se neglijează influenţa deformaţiilor axiale ale stîl-

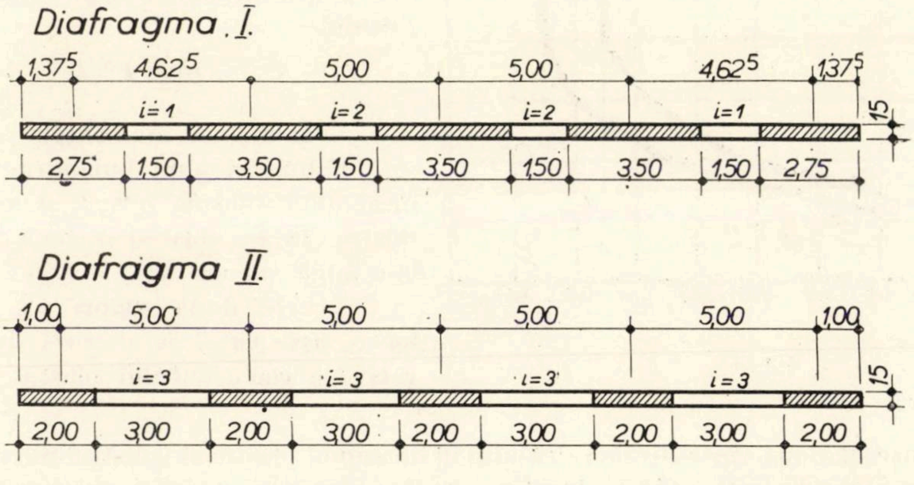


Fig. 4

pilor. Se determină coeficientul plastic minim admis pentru calculul riglelor, impunînd realizarea unui factor de ductilitate $d = 4{,}0$. Aplicînd relațiile (1), (2), (3) rezultă :

$$i_s = \frac{0{,}15}{3{,}0\cdot 12}(2\cdot 2{,}75^3 + 3\cdot 3{,}50^3 + 2\cdot 5\cdot 2{,}0^3) = \frac{3{,}12}{3{,}0} = 1{,}04\ \mathrm{m}^3,$$

$$i_r = \frac{2\cdot 0{,}15\cdot 0{,}60^3}{12}\left[\frac{2}{4{,}625}\left(\frac{4{,}625}{1{,}50}\right)^3 + \frac{2}{5{,}00}\left(\frac{5{,}00}{1{,}50}\right)^3 + \frac{4}{5{,}00}\left(\frac{5{,}00}{3{,}00}\right)^3\right] = 0{,}1684\ \mathrm{m}^3,$$

$$\alpha = 10\sqrt{\frac{6\cdot 0{,}25\cdot 0{,}1684}{1{,}04}} = 4{,}9.$$

Momentele riglelor cadrului înlocuitor, calculate prin relația (4), se repartizează la riglele reale în raportul valorilor

$$\frac{I_{ri}}{l_i}\left(\frac{l_i}{a_i}\right)^3.$$

Rezultă că momentele maxime apar în riglele din dreptul șirurilor de goluri centrale ale diafragmei I ($i = 2$), momentul maxim în secțiunea de încastrare a unei rigle fiind

$$M_{r2\max} = 0{,}070\, Q_0 = 3{,}5\ \mathrm{tm}.$$

Dimensionînd toate riglele la momentele care le revin și stabilind, în funcție de armare, valorile $a_i\theta_{ip}/l_i$, se constată că aceste valori devin minime tot pentru $i = 2$, comportarea riglelor din dreptul șirurilor de goluri centrale ale diafragmei I dictînd comportarea structurii în domeniul plastic.

În fig. 5, curba *a*, s-a reprezentat variația funcției $F^*(i, \xi)$ din expresia (28) pentru $i=2$, $c=1$,

$$F^*(2,\xi) =$$

$$= \frac{F_1 + 0{,}275\cdot 3 - \dfrac{2{,}65\cdot 10^6\cdot 3{,}12}{1000\cdot 30{,}0}\,\dfrac{1{,}50}{5{,}00}\,\theta_{2p}}{F_1 + 0{,}275\cdot 3\, F_3},$$

admițînd că riglele se armează cu oțel OB 38 și determinînd valorile θ_{ip} cu ajutorul tabelelor din [8], considerînd riglele armate simetric. Rezultă

$$\nu^1_{\min} = \max F^*(2,\ \xi) = 0{,}870.$$

Înmulțind momentele în buiandrugi cu $\nu^1_{\min}$, redimensionînd buiandrugii de consecință, recalculînd valorile $a_i\theta_{ip}/l_i$ și aplicînd din nou relația (28) s-a obținut curba *b* din fig. 5, ducînd la o nouă valoare $\nu^2_{min} = 0{,}855$.

Cele două valori $\nu^1_{\min}$ și $\nu^2_{\min}$, fiind foarte apropiate, se sistează determinarea iterativă a coeficientului plastic minim.

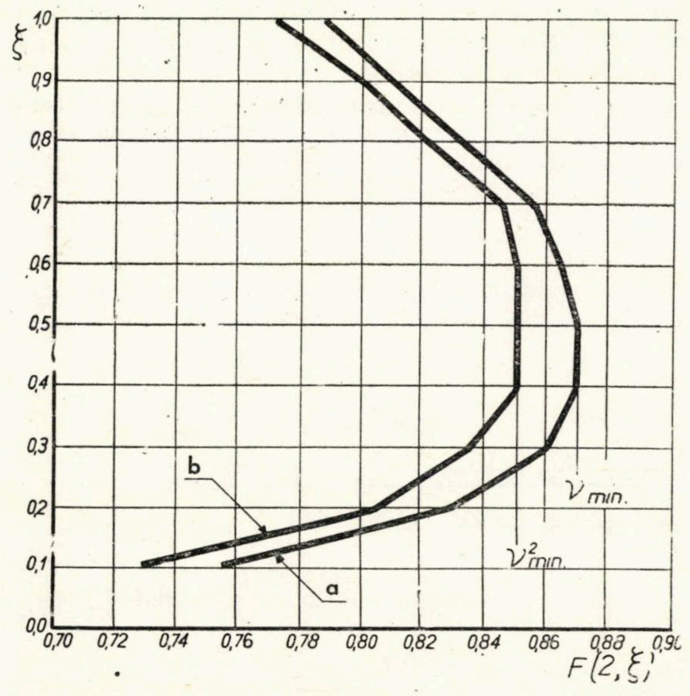


Fig. 5

7. CONCLUZII

Se analizează două variante ale calculului în domeniul plastic al construcțiilor cu diafragme : în varianta 1, momentul plastic al buiandrugilor este considerat constant, în varianta 2 acest moment variază pe înălțimea construcției, variația lui determinîndu-se prin aplicarea principiului redistribuirii minime a momentelor. Se arată că adoptarea variantei 2, ducînd în general la o comportare mult mai avantajoasă a construcțiilor proiectate în domeniul plastic decît varianta 1, este indicată în mod special pentru construcţii cu diafragme situate în regiuni seismice, aplicarea principiului redistribuirii minime a momentelor realizînd condiţii optime pentru asigurarea ductilităţii construcţiei.

Considerînd proiectarea în domeniul elastic a construcţiilor ca un caz limită al proiectării lor în domeniul plastic şi aplicînd relaţiile din lucrare şi la acest caz, se stabileşte un procedeu de verificare a ductilităţii construcţiilor cu diafragme proiectate în domeniul elastic. Avînd în vedere importanţa deosebită a ductilităţii unei construcţii pentru comportarea ei în cazul cutremurelor, se propune aplicarea acestui procedeu la verificarea construcţiilor cu diafragme din regiuni seismice.

ANEXE

Tabelul 1

Funcţia F_1 (ξ)

ξ	Sarcină unifom distribuită	Sarcină triunghiulară	Sarcină concentrată
0,0	0,000	0,000	0,000
0,1	0,057	0,094	0,095
0,2	0,162	0,170	0,180
0,3	0,219	0,234	0,255
0,4	0,261	0,282	0,320
0,5	0,292	0,320	0,375
0,6	0,312	0,346	0,420
0,7	0,324	0,363	0,455
0,8	0,331	0,371	0,480
0,9	0,333	0,375	0,495
1,0	0,333	0,375	0,500

Tabelul 2

Funcţia F_2 (α,ξ) pentru sarcina uniform distribuită

ξ \ α	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	25
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,018	0,040	0,053	0,061	0,066	0,070	0,075	0,079	0,083	0,085	0,087
0,2	0,035	0,078	0,103	0,117	0,127	0,134	0,143	0,148	0,155	0,158	0,159
0,3	0,051	0,112	0,147	0,167	0,179	0,188	0,199	0,204	0,212	0,214	0,216
0,4	0,065	0,142	0,185	0,208	0,222	0,232	0,243	0,249	0,255	0,257	0,258
0,5	0,078	0,168	0,216	0,241	0,256	0,266	0,276	0,281	0,287	0,288	0,289
0,6	0,088	0,189	0,241	0,267	0,281	0,290	0,299	0,304	0,308	0,310	0,310
0,7	0,096	0,201	0,259	0,285	0,299	0,306	0,314	0,319	0,321	0,324	0,324
0,8	0,101	0,216	0,272	0,297	0,310	0,317	0,324	0,326	0,328	0,329	0,330
0,9	0,105	0,223	0,279	0,304	0,316	0,322	0,328	0,330	0,332	0,332	0,333
1,0	0,106	0,225	0,281	0,306	0,318	0,324	0,330	0,331	0,333	0,333	0,334

Tabelul 3

Funcţia F_2 (α,ξ) pentru sarcina triunghiulară

ξ \ α	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	25
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,020	0,043	0,057	0,065	0,071	0,075	0,080	0,082	0,087	0,088	0,089
0,2	0,039	0,085	0,111	0,127	0,137	0,143	0,152	0,156	0,163	0,166	0,169
0,3	0,056	0,123	0,160	0,181	0,195	0,203	0,214	0,219	0,226	0,229	0,230
0,4	0,072	0,157	0,203	0,228	0,243	0,253	0,264	0,270	0,276	0,279	0,280
0,5	0,086	0,186	0,238	0,266	0,277	0,292	0,303	0,308	0,314	0,317	0,318
0,6	0,097	0,209	0,266	0,296	0,312	0,321	0,331	0,336	0,341	0,344	0,344
0,7	0,106	0,228	0,287	0,317	0,332	0,342	0,350	0,354	0,358	0,362	0,362
0,8	0,113	0,240	0,302	0,332	0,346	0,354	0,362	0,365	0,368	0,372	0,370
0,9	0,117	0,248	0,310	0,340	0,354	0,361	0,368	0,370	0,373	0,375	0,374
1,0	0,118	0,250	0,313	0,343	0,356	0,364	0,370	0,371	0,374	0,375	0,375

Tabelul 4

Funcţia F_2 (α,ξ) pentru sarcina concentrată

ξ \ α	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	25
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,025	0,051	0,066	0,074	0,079	0,082	0,086	0,088	0,091	0,092	0,093
0,2	0,047	0,101	0,130	0,145	0,154	0,160	0,165	0,171	0,175	0,177	0,178
0,3	0,068	0,148	0,189	0,211	0,223	0,231	0,239	0,244	0,250	0,252	0,253
0,4	0,088	0,190	0,242	0,269	0,285	0,294	0,304	0,309	0,315	0,317	0,318
0,5	0,106	0,227	0,289	0,320	0,338	0,348	0,358	0,364	0,370	0,372	0,373
0,6	0,120	0,258	0,328	0,363	0,381	0,392	0,403	0,409	0,415	0,416	0,418
0,7	0,132	0,283	0,359	0,396	0,415	0,427	0,438	0,444	0,450	0,452	0,453
0,8	0,142	0,301	0,381	0,420	0,440	0,451	0,463	0,469	0,475	0,476	0,478
0,9	0,148	0,312	0,395	0,434	0,455	0,466	0,478	0,484	0,490	0,492	0,493
1,0	0,150	0,316	0,400	0,439	0,460	0,471	0,484	0,489	0,495	0,497	0,498

Tabelul 5

Funcția F_3 (α)

α	Sarcină uniform distribuită	Sarcină triunghiulară	Sarcină concentrată
1	0,277	0,279	0,285
2	0,597	0,601	0,611
3	0,761	0,766	0,777
4	0,845	0,849	0,859
5	0,891	0,895	0,904
6	0,920	0,923	0,931
8	0,951	0,954	0,959
10	0,967	0,969	0,973
15	0,984	0,985	0,988
20	0,991	0,992	0,993
25	0,994	0,995	0,995

BIBLIOGRAFIE

[1] * * * *ACI Committee 442: Response of Buildings to Lateral Forces*. Journal of the American Concrete Institute, 2, 1971.

[2] Blume J. A., Newmark N. M., Corning L. H. : *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*. Portland Cement Association, Chicago, 1961.

[3] Keintzel E. : *Metode simplificate pentru calculul construcțiilor multietajate*. București, Editura tehnică, 1969.

[4] Keintzel E. : *Un calcul simplificat al construcțiilor simetrice cu diafragme*. Construcții și materiale de construcție 3, 1970.

[5] Paulay T. : *An Elasto-Plastic Analysis of Coupled Shear Walls*. Journal of the American Concrete Institute, 11, 1970.

[6] Paulay T. : *Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls*. Journal of the Structural Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 3, 1971.

[7] Petcu V. : *Teoria redistribuției minime de momente a structurilor continue de beton armat*. Studii și cercetări de mecanică aplicată 4, 1969.

[8] Petcu V. : *Compatibilitatea rotirilor articulațiilor plastice în calculul plastic optim al structurilor continue de beton armat*. Studii și cercetări de mecanică aplicată, 3, 1971.

[9] Petcu V. : *Calculul structurilor de beton armat în domeniul plastic*. București, Editura tehnică, 1972.

[10] Rosman R. : *Statik und Dynamik der Scheibensysteme des Hochbaues*. Berlin, Springer, 1968.

[11] Rosman R. : *Beitrag zur Ermittlung der Traglast von Scheibensystemen*. Schweizerische Bauzeitung, Heft 30, 1969.

[12] Winokur A., Gluck J. : *Ultimate Strength Analysis of Coupled Shear Walls*. Journal of the American Concrete Institute, 12, 1968.

Noul hotel „Gorj" din Tîrgu Jiu

CZ 699.86:693.9:631.2

COMPORTAREA HIGROTERMICĂ A UNOR STRUCTURI UȘOARE DE PEREȚI ȘI ACOPERIȘURI UTILIZATE LA CONSTRUCȚII ZOOTEHNICE

Prof. dr. ing. **VIRGIL FOCȘA**
Asist. ing. **RODICA SARDINO**
Institutul politehnic Iași

Ing. **TUDOR PATELLI**
Trustul de construcții industriale Iași

Adoptarea și extinderea unor structuri ușoare de pereți și acoperișuri la construcții zootehnice implică studiul comportării lor higrotermice, în condiții de exploatare, pentru omologarea soluțiilor respective. În acest articol se prezintă rezultatele studiilor teoretice și ale măsurătorilor în exploatare privind comportarea higrotermică a halelor zootehnice* realizate în apropierea orașului Iași (fig. 1).

1. STRUCTURI ALE PEREȚILOR ȘI ACOPERIȘURILOR

Pentru toate halele, structura de rezistență constă din grinzi și stîlpi de beton armat prefabricat. Structurile pereților și acoperișurilor sînt prezentate în fig. 2 și 3.

Structura de perete (tip A), propusă de Trustul de construcții industriale Iași și utilizată la halele de „gestație", este alcătuită din beton prefabricat de 50 mm grosime dispus spre interior, termoizolație din polistiren de

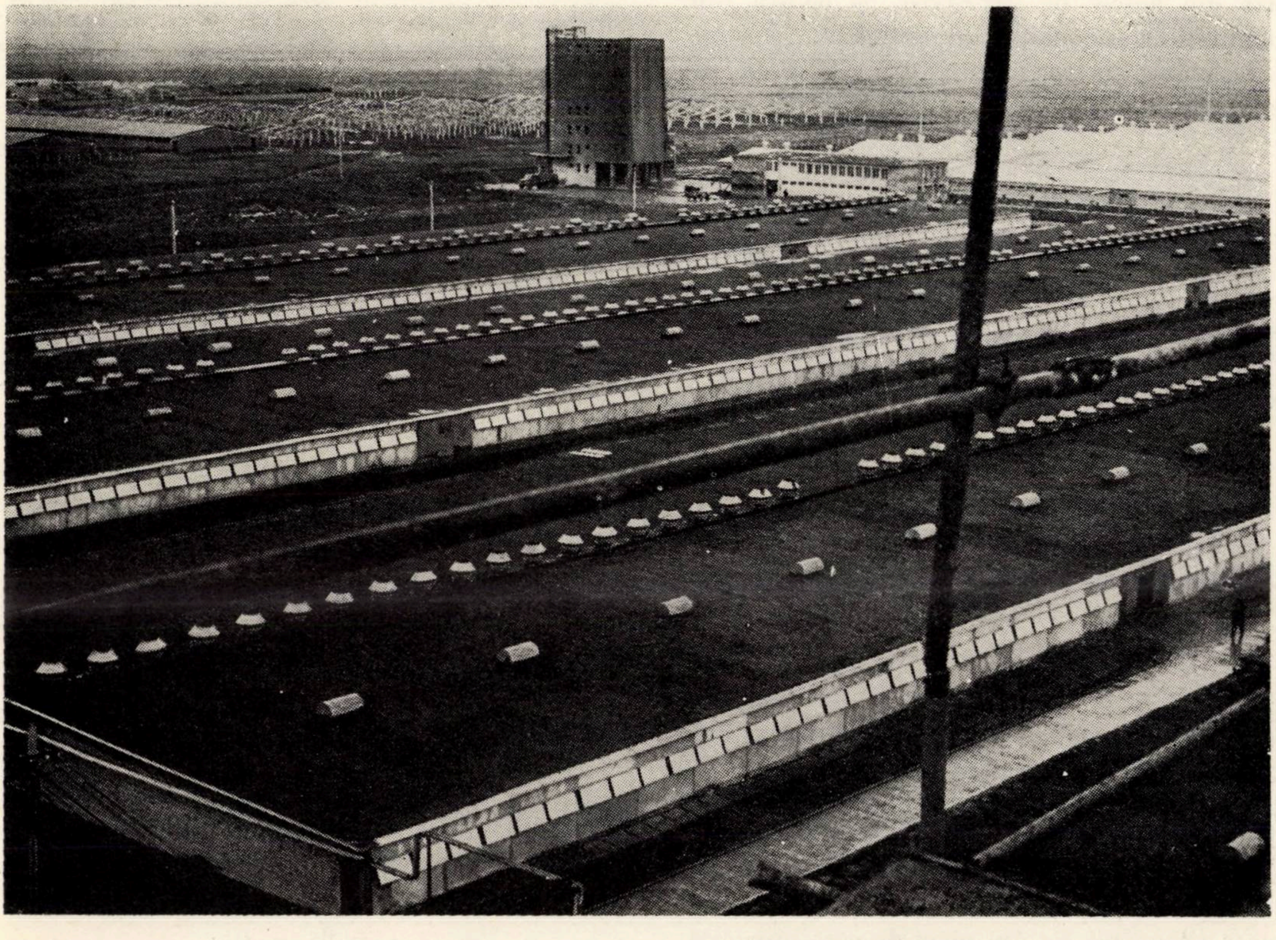


Fig. 1 – Vedere de ansamblu a complexului zootehnic

---

* Proiectant: I.S.P.A.
Constructor: Trustul de construcții industriale Iași

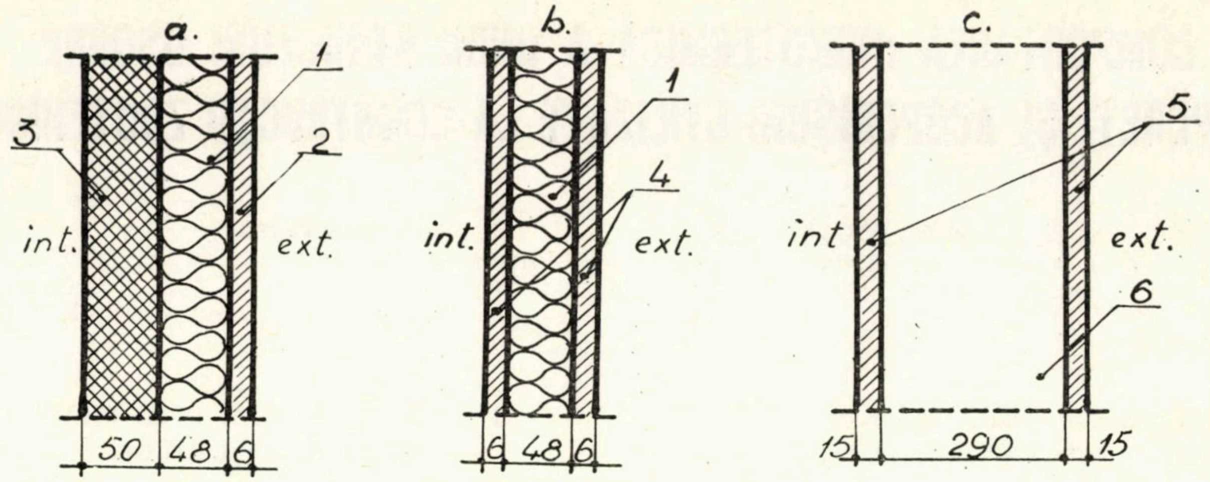


Fig. 2 – Structuri de pereți:
a – tip A – hală ,,gestație; b – tip B – hală ,,creștere"; c – tip C – hală ,,creștere".
1 – polistiren; 2 – azbociment ondulat; 3 – dulap de beton armat prefabricat;
4 – azbociment plan; 5 – tencuială; 6 – zidărie din cărămidă eficientă

48 mm grosime și azbociment ondulat de 6 mm grosime la exterior. Structura de perete propusă de proiectant (tip B) a fost utilizată pentru o parte din halele de ,,creștere" și constă din două plăci de azbociment plan de 6 mm grosime cu termoizolație la mijloc, din polistiren de 48 mm grosime.

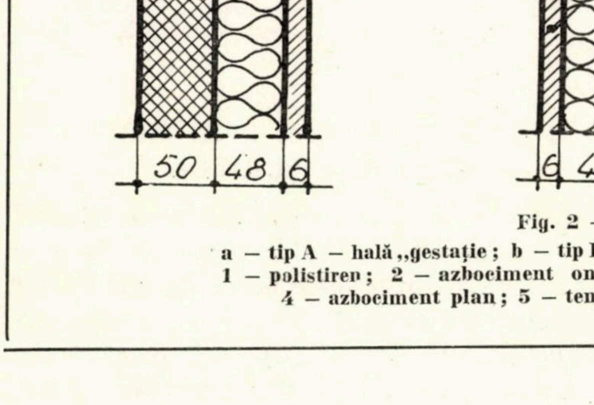


Fig. 3 – Structură de acoperiș
1 – azbociment ondulat; 2 – vată minerală

Pentru alte hale de ,,creștere", structura de perete (tip C) constă din zidărie de cărămidă eficientă de 29 cm grosime, tencuită pe ambele fețe.

Structura de acoperiș, adoptată pentru toate halele, constă din două plăci de azbociment, ondulat, de 6 mm grosime, între care este prevăzută termoizolația din plăci de vată minerală P 40 de 50 mm grosime.

2. CONDIȚII NECESARE PENTRU HIDROCLIMATUL INTERIOR

Halele de gestație, neîncălzite, necesită condițiile: $t_{\text{opt}} = 15°\text{C}$, $t_{\text{min}} = 8\ldots10°\text{C}$, $\varphi_i = 60\ldots70\,\%$.

Prin proiect se consideră că temperatura necesară este asigurată numai prin căldura degajată de animale.

Halele de creștere, prevăzute cu o instalație de încălzire, necesită condițiile: $t_{\text{min}} = 18-20°\text{C}$ și $\varphi_i = 75\,\%$.

Toate halele sînt prevăzute cu instalații de ventilare.

3. CARACTERISTICILE HIGROTERMICE TEORETICE ALE PEREȚILOR ȘI ALE ACOPERIȘULUI

Analiza comportării higrotermice a structurilor studiate cuprinde: rezistența la transmisia termică, condensul pe suprafața și în interiorul elementelor de construcție, amortizarea și defazajul oscilațiilor termice (tab. 1).

a. Rezistența la transmisia termică

Conform STAS 6472/68, structura studiată trebuie să satisfacă condiția:

$$R_0 \geqslant R_{0\text{nec}} \tag{1}$$

în care:

– R_0 = rezistența termică efectivă, în m²h°C/kcal, egală cu $R_i + R_k + R_e = R_i + \Sigma \frac{d_k}{\lambda_k} + R_e$;

$R_{o\,nec}$ = rezistența termică necesară, în m²h°C/kcal, egală cu $\frac{t_i - t_e}{\Delta\, \tau_{i\max}} \cdot R_i \cdot n \cdot m \cdot b$

$\Delta \tau_{i\max}$ s-a determinat din condiția evitării fenomenului de condens pe suprafața elementelor de construcție, avînd în vedere cerințele de microclimat interior necesare fiecărei hale.

b. Verificarea posibilității apariției condensului pe suprafața interioară a elementelor exterioare de construcție

Pentru a nu se produce condens pe suprafața interioară a elementelor exterioare de construcție e necesar ca:

$$\tau_i > \tau_{ir} \qquad (2)$$

în care:

τ_i = temperatura suprafeței interioare, în °C, determinată cu relația $\tau_i = t_i - \frac{t_i - t_e}{R_0} \cdot R_i$

τ_{ir} = temperatura de rouă determinată funcție de presiunea interioară de vapori, $e_i = \frac{E_{ti} \cdot \varphi_i}{100}$, conform condițiilor de microclimat corespunzătoare fiecărei hale.

c. Verificarea posibilității apariției condensului în masa elementelor exterioare de construcție

Pentru a nu se produce condens în masa elementelor de construcție este necesar ca presiunea reală de vapori, e_x, să fie mai mică decît cea de saturație, E_x:

$$e_x < E_x \qquad (3)$$

În acest scop s-au determinat:

— temperatura t_x, în °C, într-o secțiune oarecare:

$$t_x = t_i - \frac{t_i - t_e}{R_0} \cdot R_x$$

— presiunea de saturație E_x, în mmHg;

— presiunile parțiale de apori, în mmHg, ale aerului interior și exterior

$$e_{i(e)} = \frac{E_{i(e)} \cdot \varphi_{i(e)}}{100}$$

În fig. 4 sînt prezentate curbele presiunilor E_x și e_x, cu determinarea zonelor de condens.

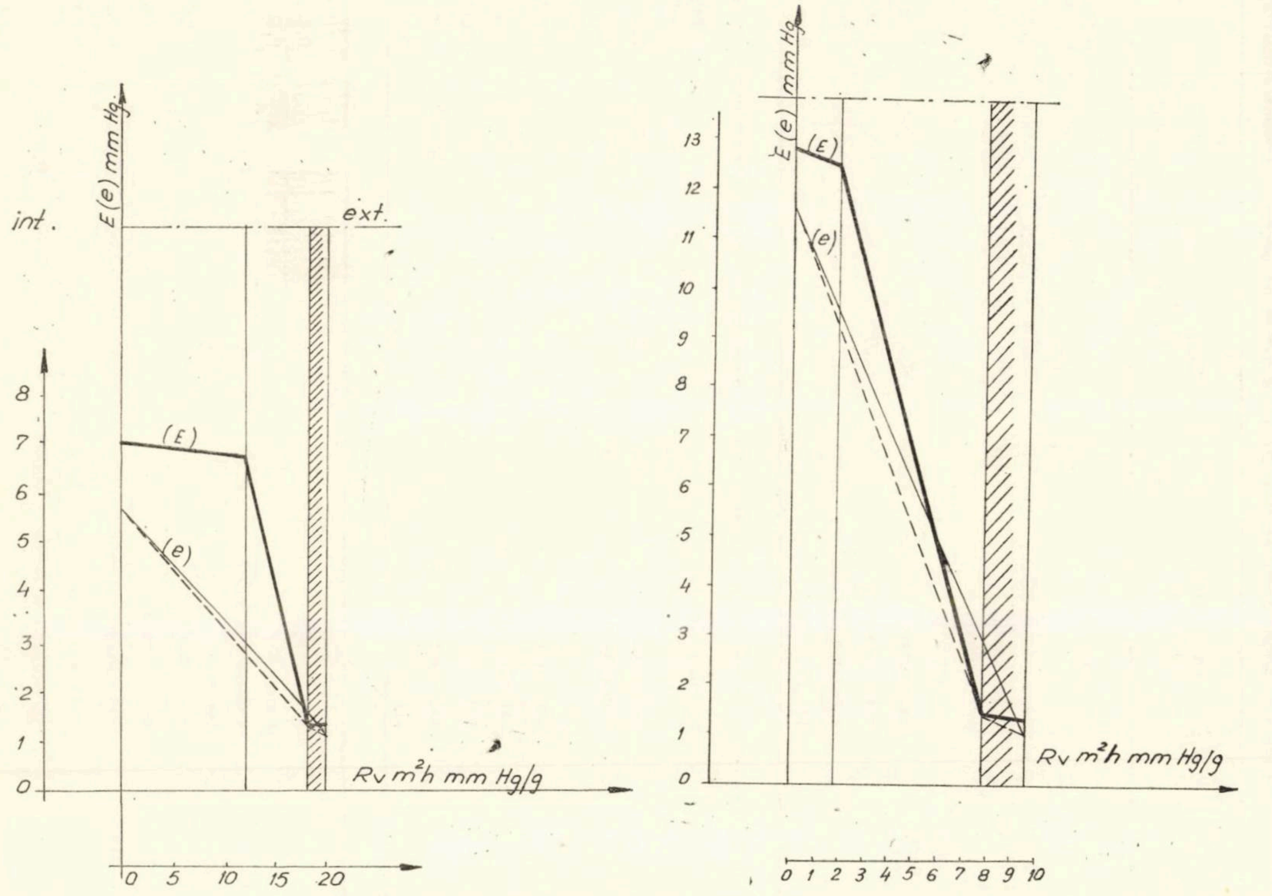
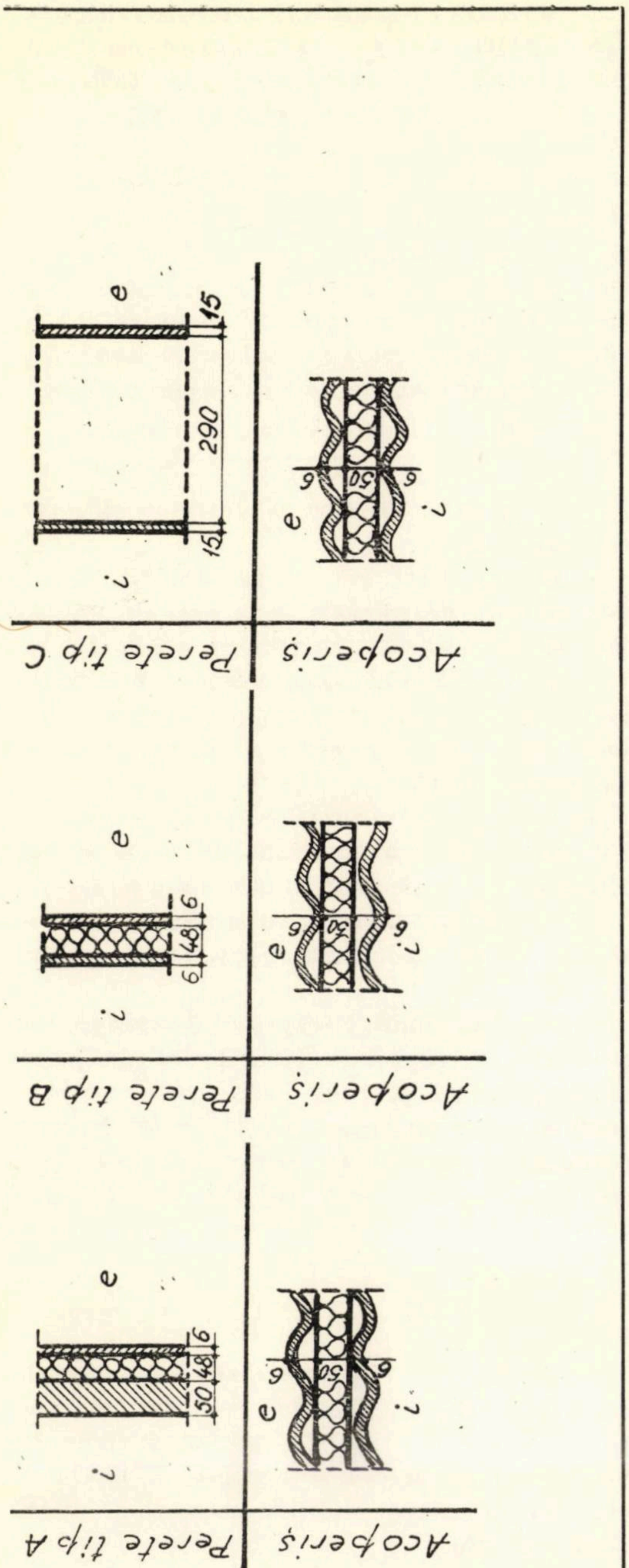


Fig. 4 — Determinarea zonei de condens în structura peretelui
a — structura de perete tip A; b — structura de perete tip B

Tabela 1

Caracteristicile hidrotermice ale structurilor de pereți și acoperiș utilizate la halele complexului zootehnic „TOMEȘTI" – IAȘI

	Condițiile de microclimat interior	Structura	Denumirea stratului	Grosime strat „d" (m)	λ kcal / m. h. °C	s kcal / m². h. °C	μ g / m.h. mmHg	R_k m². h. °C / kcal	R_0 m². h. °C / kcal	$R_{0\,nec}$ m². h. °C / kcal	Temperatura °C	τ_{ir} °C	E mm Hg	e mm Hg	$p\omega$ q/m²h	ν	η h
HALA GESTAȚIE	$t_{i\,min}$ = 8 °C $\varphi_{i\,max}$ = 70 % Obs. t_i poate varia între 8–15°C φ_i poate varia între 60–70 %	Perete tip A									$t_i = 8$	2,8	8,05	5,64			
			aer interior					0,143			$\tau_i = 5,96$		7,01				
			beton	0,050	1,4	13,2	0,004	0,0357			$t_1 = 5,46$		6,75				
			polistiren celular	0,048	0,035	0,25	0,008	1,37	1,6187	0,835	$t_2 = -14$		1,36		0,024	16,5	1,5
			azbociment	0,006	0,3	5,45	0,0035	0,02			$\tau_e = -14,3$		1,32				
			aer exterior					0,05			$t_e = -15$		1,24	1,05			
		Acoperiș	aer interior					0,143			$t_i = 8$		8,85	5,64			
			azbociment interior	0,006	0,3	5,45	0,0035	0,02			$\tau_i = 4,32$		6,25				
			vată minerală	0,050	0,075	1,15	0,055	0,666	0,899	0,915	$t_1 = 3,83$		6,05		1,35	5,72	1,35
											$t_2 = -13,2$		1,46				
			azbociment exterior	0,006	0,3	5,45	0,0035	0,02			$\tau_e = -13,7$		1,40				
			aer exterior					0,05			$t_e = -15$		1,24	1,05			
HALA CREȘTERE	t_i = 18°C φ_i = 75 % Obs. t_i poate varia între 18–20°C	Perete tip B									$t_2 = 18$	13,6	15,48	11,6			
			aer interior					0,143			$\tau_i = 15,06$		12,80				
			azbociment interior	0,006	0,3	5,45	0,0035	0,02			$t_1 = 14,66$		12,50		1,104	10,2	0,147
			polistiren celular	0,048	0,035	0,25	0,008	1,37	1,603	1,415	$t_2 = -13,5$		1,42				
			azbociment exterior	0,006	0,3	5,45	0,0035	0,02			$\tau_e = -13,9$		1,37				
			aer exterior					0,05			$t_e = -15$		1,24	1,05			
		Acoperiș	aer interior					0,143			$t_i = 18$		Se produce condens pe suprafața interioară			5,72	1,35
											$\tau_i = 12,75$						
			azbociment interior	0,006	0,3	5,45	0,0035	0,02	0,899	1,54	$t_1 = 12$						
			vată minerală	0,050	0,075	1,15	0,055	0,666			$t_2 = -12,5$						
			azbociment exterior	0,006	0,3	5,45	0,0035	0,02			$\tau_e = -13,2$						
			aer exterior					0,05			$t_e = -13$						
HALA CREȘTERE	t_i = 18 °C φ_i = 75 % Obs. t_i poate varia între 18–20°C	Perete tip C									$t_i = 18$						
			aer interior					0,143			$\tau_i = 11,4$						
			tencuială	0,015	0,75	8,15	0,013	0,02			$t_1 = 10,5$		Se produce condens pe suprafața interioară			17,25	9,5
			zidărie cărămidă	0,29	0,6	7,10	0,017	0,485	0,718	1,125	$t_2 = -11,8$	13,6					
			tencuială	0,015	0,75	8,15	0,013	0,02			$\tau_e = -12,8$						
			aer exterior					0,05			$t_e = -15$						
		Acoperiș	aer interior					0,143			$t_i = 18$						
			azbociment interior	0,006	0,3	5,45	0,0035	0,02	0,899	1,54	$\tau_i = 12,75$	13,6	Se produce condens pe suprafața interioară			5,72	1,35
			vată minerală	0,050	0,075	1,15	0,055	0,666			$t_1 = 12$						
			azbociment exterior	0,006	0,3	5,45	0,0035	0,02			$t_2 = -12,5$						
			aer exterior					0,05			$\tau_e = 13,2$						
											$t_e = -15$						



Debitul specific de vapori de apă ce condensează în masa elementului p_ω, în g/m²h, s-a calculat cu relaţia:

$$p_\omega = \frac{e_i - E_I}{R'_v} - \frac{E_{II} - e_e}{R''_v}$$

în care:

R'_v = rezistenţa la trecere a vaporilor de la interior pînă la zona în care începe condensul, în m²h mmHg/g;

R''_v = rezistenţa la trecerea vaporilor de la zona în care se termină condensul şi pînă la exterior, în m²h mmHg/g.

d. Determinarea amortizării oscilaţiilor de temperatură ale aerului exterior

Coeficientul de amortizare al oscilaţiilor de temperatură ν, într-un element de construcţie, s-a determinat cu relaţia:

$$\nu = 0{,}9\, e^{\frac{D}{\sqrt{2}}} \frac{(s_1-\alpha_i)(s_2+U_1)(s_3+U_3)\ldots(s_n+U_{n-1})(\alpha_e+U_n)}{(s_1-U_1)(s_2+U_2)(s_3+U_3)\ldots(s_n+U_n)\alpha_e} \qquad (4)$$

e. Determinarea defazajului oscilaţiilor de temperatură

Defazajul oscilaţiilor de temperatură η, în ore, s-a determinat cu relaţia:

$$\eta = \frac{1}{15}\left(40{,}5\ D - \mathrm{arc\,tg}\frac{\alpha_i}{\alpha_i + U_i\sqrt{2}} + \right.$$
$$\left. + \mathrm{arc\,tg}\frac{U_e}{U_e + \alpha_e\sqrt{2}}\right) \qquad (5)$$

f. Analiza teoretică a comportării structurilor de perete şi acoperiş studiate

- *Structura de perete tip A*

Această structură folosită la o hală de gestaţie asigură, la valori superioare, rezistenţa necesară la transmisia termică:

$$R_0 = 1{,}6187 \text{ m}^2\text{h °C/kcal} > R_{o\,\text{nec}} =$$
$$= 0{,}835 \text{ m}^2\text{h °C/kcal}$$

Teoretic, în condiţii normale de exploatare, nu se produce condens pe suprafaţa interioară a structurii, deoarece $\tau_i = 5{,}96°\text{C} > \tau_{i_r} = 2{,}8°\text{C}$. Structura prezintă, de asemenea, cea mai mică valoare a debitului de vapori de apă ce pot condensa în interiorul peretelui în condiţii de iarnă $p_\omega = 0{,}024$ g/m²h. Valorile amortizării şi defazajului oscilaţiilor de temperatură sînt $\nu = 16{,}5$ şi $\eta = 1{,}5$ *h*. Această structură corespunde deci din punct de vedere higrotermic condiţiilor de microclimat interior prevăzute în proiect.

● *Structura de perete tip B*

Această structură folosită la o hală de creştere asigură rezistenţa necesară la transmisia termică :

$$R_0 = 1{,}603 \text{ m}^2\text{h}^\circ\text{C} > R_{o\text{nec}} = 1{,}415 \text{ m}^2\text{h}^\circ\text{C/kcal}$$

Teoretic nu se produce condens pe suprafaţa interioară deoarece $\tau_i = 15{,}06^\circ\text{C} > \tau_{ir} = 13{,}6^\circ\text{C}$.

Debitul de vapori de apă ce pot condensa în masa peretelui, în condiţii de iarnă, este de 1,104 g/m²h. Valorile amortizării şi defazajului oscilaţiilor de temperatură sînt $\nu = 10{,}2$ şi $\eta = 0{,}147$ *h*. Această structură corespunde din punct de vedere higrotermic pentru condiţiile de microclimat interior prevăzute în proiect.

● *Structura de perete tip C*

Această structură, folosită la o hală de creştere, prezintă rezistenţa efectivă la transmisia termică mai mică decît cea necesară

$$R_0 = 0{,}718 \text{ m}^2\text{h}^\circ\text{C} < R_{o\text{nec}} = 1{,}125 \text{ m}^2\text{ h}^\circ\text{C/kcal.}$$

Teoretic se produce condens pe suprafaţa interioară a peretelui deoarece $\tau_i = 11{,}4\ ^\circ\text{C} < \tau_{ir} = 13{,}6^\circ\text{C}$. Deşi structura prezintă valori mari ale amortizării şi defazajului oscilaţiilor de temperatură ($\nu = 17{,}25$ şi $\eta = 9{,}5$ *h*), ea nu corespunde totuşi din punct de vedere higrotermic deoarece nu asigură rezistenţa necesară la transmisia termică şi nu prezintă o suficientă amortizare a umidităţii.

● *Structura de acoperiş*

Structura prezintă rezistenţă la transmisia căldurii $R_0 = 0{,}899$ m² h °C/kcal care este mai mică decît rezistenţa necesară, $R_{o\text{nec}}$, pentru toate tipurile de hale studiate. În halele de creştere, teoretic se produce condensul pe suprafaţa interioară a acoperişului. Valorile amortizării oscilaţiilor de temperatură sînt mici ($\nu = 5{,}72$ şi $\eta = 1{,}35$ *h*). Structura de acoperiş nu corespunde teoretic din punct de vedere higrotermic pentru nici una din halele studiate.

4. CARACTERISTICILE HIGROTERMICE EXPERIMENTALE ALE STRUCTURILOR DE PERETE ŞI ACOPERIŞ ÎN CONDIŢII REALE DE EXPLOATARE

Măsurătorile efectuate au urmărit cunoaşterea temperaturii şi umidităţii aerului din hale pentru a se verifica dacă valorile acestora corespund cu cele prevăzute în proiect. De asemenea, s-au efectuat măsurători privind temperatura pe suprafaţa elementelor exterioare de construcţie şi s-au urmărit zonele în care a apărut condens.

Măsurătorile s-au efectuat în etapele :

— 25 — 26.XII. 1970 şi 3—4. III. 1971 la o hală de gestaţie, la care s-a utilizat structura de perete tip A ;

— 19—21. VIII. 1971 şi 16—18. XI. 1971 la aceeaşi hală de gestaţie şi la hala de creştere (la care s-a utilizat structura de perete tip B) :

— 14 — 16.I.1972 s-au efectuat măsurători la halele cercetate în etapa precedentă şi la o hală de creştere la care s-a utilizat structura de perete tip C.

Rezultatele măsurătorilor sînt prezentate în tabelul 2. Pentru perioada de vară trebuie menţionat că uşile şi un număr mare de ferestre erau deschise şi s-au efectuat spălări cu furtunul în hale, ceea ce a influenţat rezultatele măsurătorilor.

Dintre diagramele ce reprezintă variaţia temperaturii pe suprafaţa structurilor de perete şi acoperiş se prezintă cele care corespund măsurătorilor de vară (19—21. VIII. 1971) şi perioada de iarnă (14—16.I. 1972), cu condiţii concludente pentru climatul exterior (fig. 5, 6, 7, 8).

5. CONCLUZII

Analizînd atît rezultatele studiului teoretic, cît şi cele ale măsurătorilor, se desprind următoarele concluzii privind comportarea structurilor uşoare de perete şi acoperiş şi modul în care sînt asigurate condiţiile necesare de microclimat interior.

— Hală „gestaţie" cu structură de perete tip A

Valorile măsurate ale temperaturii aerului interior, t_i, au corespuns celor prevăzute în proiect, cu excepţia perioadei 14—15.I.1972, cînd au oscilat între 3°C şi 10,5°C (pentru temperatura aerului exterior oscilînd între —4°C şi

Tabela 2

Caracteristici higrotermice ale structurilor de perete şi acoperiş în condiţii reale de microclimat interior. Rezultatele măsurătorilor

<table>
<tr><td rowspan="3">Condiţii de microclimat prevăzute în proiect</td><td colspan="19">HALA „GESTAŢIE“ Structura de perete tip A</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Măsurători efectuate în etapa</td><td colspan="2">Temperatura şi umiditatea relativă a aerului ext. la un moment dat</td><td colspan="4">Temperatura şi umiditatea relativă a aerului interior la un moment dat în diferite puncte din hală la 0,50 m şi 1,80 m deasupra pardoselii</td><td colspan="4">Limitele de variaţie în timp a temperaturii şi umidităţii relative a aerului exterior</td><td colspan="4">Limitele de variaţie în timp a temperaturii şi umidităţii relative a aerului interior</td><td colspan="4">Limitele de variaţie în timp a temperaturii pe suprafaţa interioară a elementelor exterioare de construcţie
structură perete / structură acoperiş</td></tr>
<tr><td>t_e °C</td><td>φ_e %</td><td>$t_{i\max}$ °C</td><td>$t_{i\min}$ °C</td><td>$\varphi_{i\max}$ %</td><td>$\varphi_{i\min}$ %</td><td>$t_{e\max}$ °C</td><td>$t_{e\min}$ °C</td><td>$\varphi_{e\max}$ %</td><td>$\varphi_{e\min}$ %</td><td>$t_{i\max}$ °C</td><td>$t_{i\min}$ °C</td><td>$\varphi_{i\max}$ %</td><td>$\varphi_{i\min}$ %</td><td>$\tau_{i\max}$ °C</td><td>$\tau_{i\min}$ °C</td><td>$\tau_{i\max}$ °C</td><td>$\tau_{i\min}$ °C</td></tr>
<tr><td rowspan="10">$t_{\min} = 8$ °C
$\varphi_{i\max} = 70\%$</td><td rowspan="2">25–26 XII 1970</td><td>0,8</td><td>84</td><td>18,4</td><td>13,5</td><td>96</td><td>75</td><td>1</td><td>0</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>8,5</td><td>6,5</td><td>7,5</td><td>6</td></tr>
<tr><td colspan="6">Măsurători efectuate la data de 25. XII 1970 ora 11°°</td><td colspan="12">Măsurători efectuate în perioada 25–26. XII. 1970</td></tr>
<tr><td rowspan="2">3–4.III.1971</td><td>–4,4</td><td>98</td><td>14,1</td><td>10,2</td><td>98</td><td>81</td><td>2,5</td><td>–5</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>6</td><td>3,5</td><td>4,5</td><td>2,4</td></tr>
<tr><td colspan="6">Măsurători efectuate pe data de 3. III 1971 ora 11°°</td><td colspan="12">Măsurători efectuate în perioada 3–4 III. 1971</td></tr>
<tr><td rowspan="2">19–21 VIII 1971</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>24</td><td>18</td><td colspan="2">≈60</td><td>22</td><td>15</td><td>80</td><td>45</td><td>25</td><td>21</td><td>30</td><td>21</td></tr>
<tr><td colspan="18">Măsurători efectuate în perioada 19–20 VIII. 1971</td></tr>
<tr><td rowspan="2">16–18 XI 1971</td><td>8,6</td><td>69</td><td>16,2</td><td>11,8</td><td>98</td><td>78</td><td>8,6</td><td>1,1</td><td>69</td><td>52</td><td>16</td><td>12</td><td>85</td><td>55</td><td>13</td><td>9,3</td><td>12</td><td>8,3</td></tr>
<tr><td colspan="6">Măsurători efectuate pe data de 17. XI–1971 ora 12</td><td colspan="12">Măsurători efectuate în perioada 17–18 XI 1971</td></tr>
<tr><td rowspan="2">14–16 I 1972</td><td>–5</td><td>52</td><td>8,4</td><td>4</td><td>99</td><td>83</td><td>–4</td><td>–13,5</td><td>87</td><td>40</td><td>10,5</td><td>3</td><td>94</td><td>70</td><td>11</td><td>0,2</td><td>1</td><td>–7,5</td></tr>
<tr><td colspan="6">Măsurători efectuate pe data de 14.I. 1972 ora 13</td><td colspan="12">Măsurători efectuate în perioada 14–15. I. 1971</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="19">HALA „CREŞTERE” Structură de perete tip B</td></tr>
<tr><td rowspan="6">$t_i = 18$ °C
$\varphi_i = 75\%$</td><td rowspan="2">19–21 VIII 1971</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>24</td><td>18</td><td colspan="2">≈60</td><td>20,5</td><td>16,5</td><td>75</td><td>55</td><td>28</td><td>20</td><td>30</td><td>20</td></tr>
<tr><td colspan="18">Măsurători efectuate în perioada 20–21 VIII 1971</td></tr>
<tr><td rowspan="2">16–18 XI 1971</td><td>10,2</td><td>42</td><td>20</td><td>14,2</td><td>96</td><td>72</td><td>10,2</td><td>0,2</td><td>100</td><td>40</td><td>19</td><td>15</td><td>85</td><td>65</td><td>15,5</td><td>10</td><td>12,5</td><td>8,4</td></tr>
<tr><td colspan="6">Măsurători efectuate pe data de 16 XI 1971 ora 12</td><td colspan="12">Măsurători efectuate în perioada 16–17 XI 1971</td></tr>
<tr><td rowspan="2">14–16 I 1972</td><td>–5</td><td>60</td><td>21,2</td><td>18</td><td>91</td><td>74</td><td>–5</td><td>–13</td><td>83</td><td>60</td><td>21</td><td>18</td><td>79</td><td>68</td><td>19</td><td>13</td><td>16,5</td><td>10</td></tr>
<tr><td colspan="6">Măsurători efectuate pe data de 15. I 1972 ora 14°°</td><td colspan="12">Măsurători efectuate în perioada 15–16 I. 1972</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="19">HALA „CREŞTERE” Structură de perete tip C</td></tr>
<tr><td rowspan="2">$t_i = 18$ °C
$\varphi_i = 75\%$</td><td rowspan="2">14–16 I 1972</td><td>–15</td><td>76</td><td>23,1</td><td>19,1</td><td>99</td><td>86</td><td>–12</td><td>–19,5</td><td>95</td><td>72</td><td>24,5</td><td>23</td><td>99</td><td>93</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td colspan="6">Măsurători efectuate pe data de 16. I 1972 ora 14°°</td><td colspan="12">Măsurători efectuate în perioada 16–17 I. 1972</td></tr>
</table>

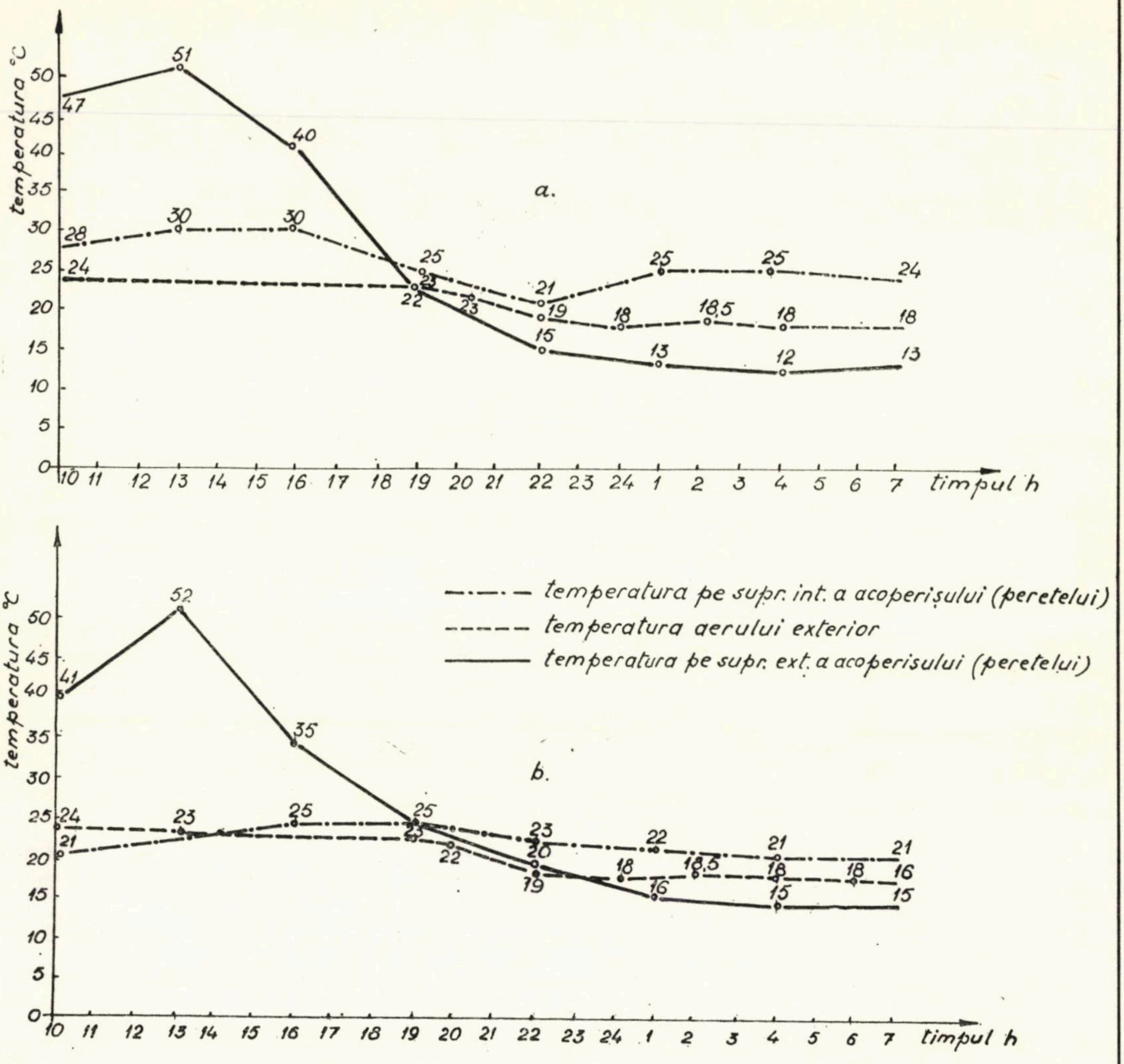


Fig. 5 — Temperaturi înregistrate în perioada 19—20.VIII. 1971 în hala „gestație" (structură de perete tip A)
a — structură de acoperiș ; b — structură de perete

—13,5°C), față de valoarea minimă necesară de 8°C.

Rezultatele măsurătorilor de temperatură arată deci că au loc pierderi mai mari de căldură prin elementele exterioare de construcție decît cele estimate analitic sau că s-a supraestimat cantitatea de căldură ce poate fi degajată de animale.

Din studiul teoretic a rezultat că structura de perete tip A este corespunzătoare din punctul de vedere al rezistenței termice $R_0 = 1{,}6187$ m²h°C/kcal $> R_{o\text{nec}} = 0{,}835$ m²h°C și superioară din acest punct de vedere structurilor de perete folosite la celelalte hale. În calculele efectuate, conform STAS 6472—68 s-a considerat însă transmisia căldurii după o singură direcție fără a se ține seama de prezența punților termice ca : ferestre, grinzi și stîlpi ai scheletului de rezistență, colțuri ale clădirii, uși exterioare, prin care pierderile de căldură sînt mult mai mari decît în cîmp curent. Această situație explică și prezența fenomenului de condens constatat în exploatare pe suprafața elementelor de construcție cu rezistență termică redusă. De asemenea, pierderi de căldură prea mari au loc prin acoperiș, care conform studiului teoretic prezintă rezistenţa efectivă la transmisia termică mai mică decît cea necesară:

$$R_0 = 0{,}899 \text{ m}^2\text{h°C/kcal} < R_{o_{nec}} =$$
$$= 0{,}915 \text{ m}^2\text{h°C/kcal}$$

Faptul că pierderile de căldură prin acoperiş sînt mai mari decît cele prin perete este demonstrat de valorile temperaturilor suprafeţelor peretelui şi acoperişului. În perioadele reci, temperatura suprafeţei interioare a acoperişului a fost mai mică decît cea a peretelui. Este necesar să se îmbunătăţească comportarea termică prin izolarea punţilor termice şi creşterea rezistenţei termice a acoperişului. În ceea ce priveşte umiditatea relativă a aerului interior s-a constatat că valorile măsurate au depăşit întotdeauna valorile prescrise (de exemplu, în perioada de iarnă φ_i avea valori între 70 şi 90%), datorită ventilării necorespunzătoare a halei în condiţii de exploatare. Evitarea condensului implică şi funcţionarea corespunzătoare a instalaţiei de ventilaţie.

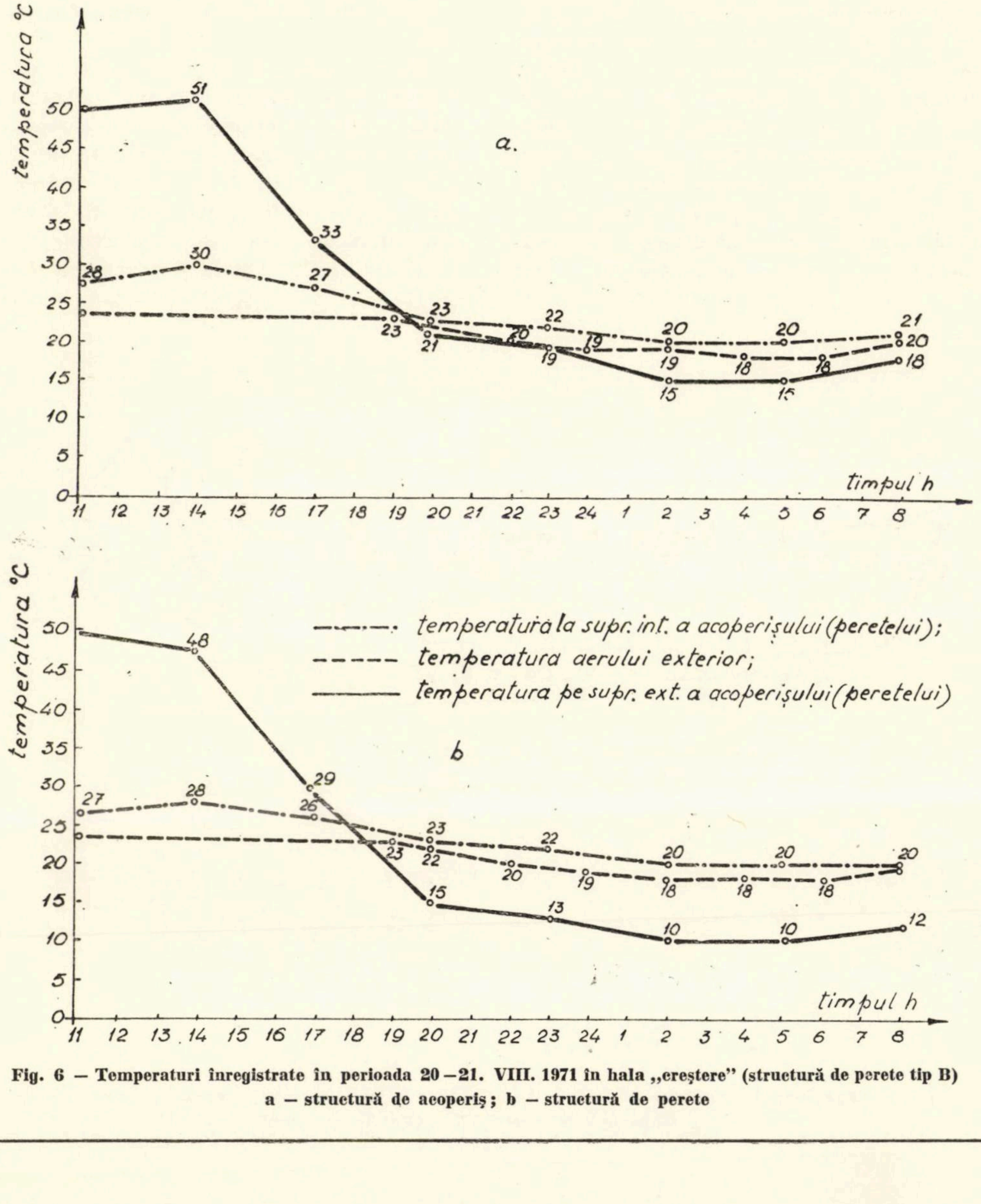


Fig. 6 — Temperaturi înregistrate în perioada 20—21. VIII. 1971 în hala „creştere" (structură de perete tip B)
a — structură de acoperiş; b — structură de perete

— Hală „creştere” cu structură de perete tip B

Hala este prevăzută cu instalaţie de încălzire.

Valorile măsurate ale temperaturii aerului interior au corespuns în perioada de vară (16,5 ...20,5°C) şi de iarnă (18... 21,2°C) în limitele valorilor prevăzute în proiect (18...20°C). Asigurarea temperaturii interioare în limitele prescrise (deşi pe baza studiului teoretic a rezultat că structura de perete de la această hală are rezistenţa la trasmisia termică $R_0 = 1{,}603$ m² h °C/kcal mai mică decît la hala de gestaţie cu $R_0 = 1{,}6187$ m²h°C/ kcal, iar punţile termice sînt aceleaşi la ambele hale) se explică prin aportul instalaţiei de încălzire. O dovadă în acest sens este constituită de faptul că în perioada de toamnă, cînd ambele hale erau neîncălzite, în hala „gestaţie” s-au înregistrat temperaturi corespunzătoare ale aerului interior, faţă de condiţiile necesare de microclimat, pe cînd în hala „creştere” temperatura aerului interior a prezentat şi valori necorespunzătoare (faţă de condiţiile de microclimat necesare în această hală). În ceea ce priveşte umiditatea relativă a aerului interior, valorile măsurate au depăşit valorile prescrise (de exemplu, pentru perioada de iarnă, între 74 şi 91%), ceea ce se explică prin ventilarea necorespunzătoare a halei. Pe suprafaţa elementelor de construcţie, cu rezistenţa termică redusă, s-a manifestat fenomenul de condens.

— Hală „creştere” cu structură de perete tip C

Hala este prevăzută cu instalaţie de încălzire.

Valorile măsurate în perioada de iarnă pentru temperatura aerului interior (între 19,1 şi 24,5°C) sînt superioare celor prescrise, ceea ce se explică prin aportul instalaţiei de încălzire. Umiditatea relativă a aerului, avînd pentru perioada de iarnă valori (între 72 şi 99%) mai ridicate decît cele prescrise, se explică prin lipsa unei ventilaţii eficace şi etanşarea ferestrelor

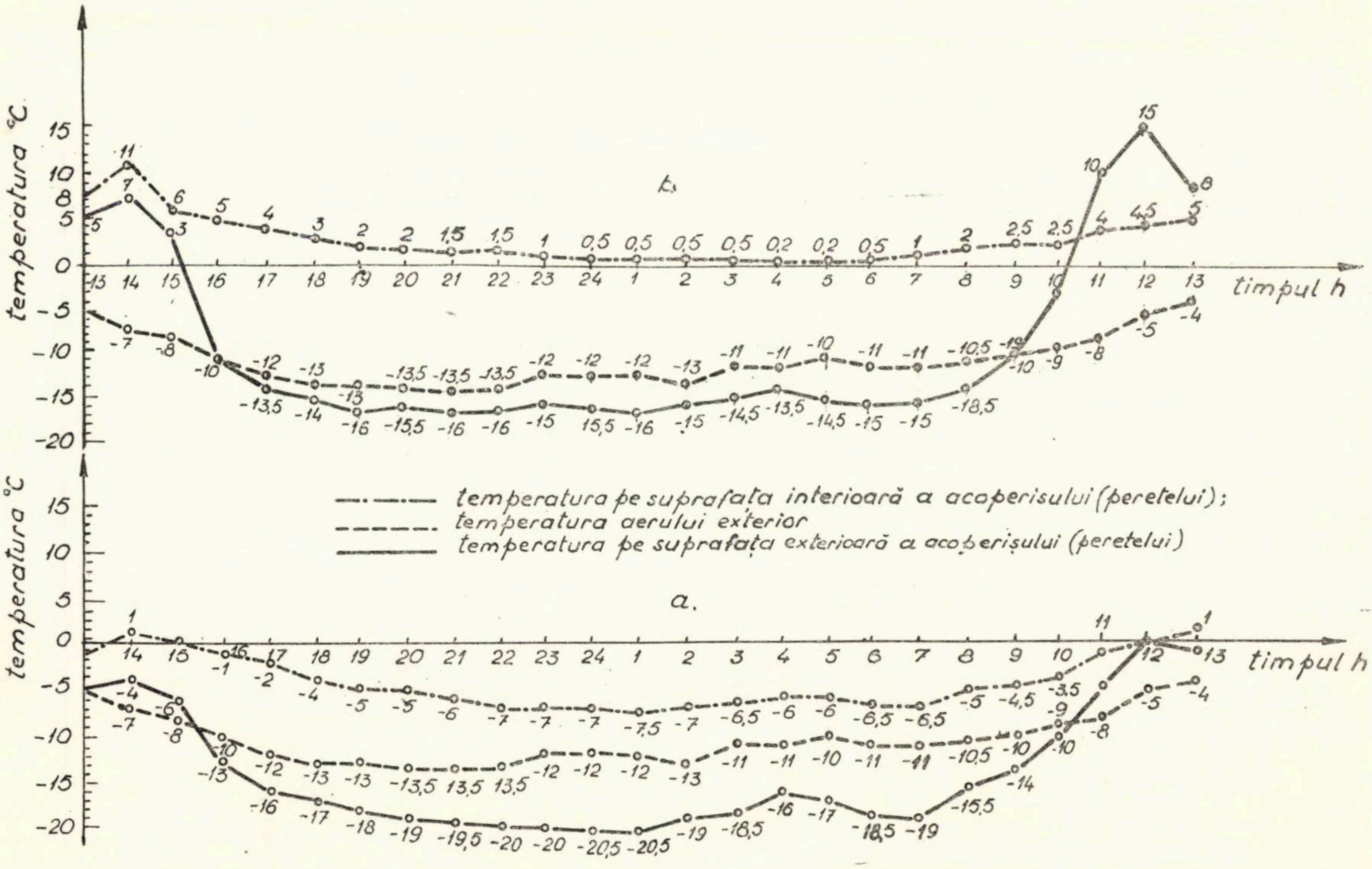


Fig. 7 – Temperaturi înregistrate în perioada 14–15.I.1972 în hala „gestaţie” (structură de perete tip A)
a – structură de acoperiş; b – structură de perete

cu folii de polietilenă. Rezistenţa termică redusă a pereţilor ($R_0 = 0{,}718$ m² h°C/kcal $< R_{onec} = 1{,}15$ m² h °C/kcal) şi acoperişului ($R_0 = 0{,}899$ m² h °C/kcal $< R_{onec} = 1{,}54$ m²h°C/ /kcal), precum şi umiditatea excesivă au dus la fenomene de condens pe suprafaţa interioară a tuturor elementelor de construcţie. Aceasta confirmă concluziile studiului teoretic, indicându-se ca necesar, în afara unei ventilări eficiente, şi adoptarea unor structuri pentru perete şi acoperiş cu rezistenţe termice superioare, în raport cu prevederile din STAS 6472—68.

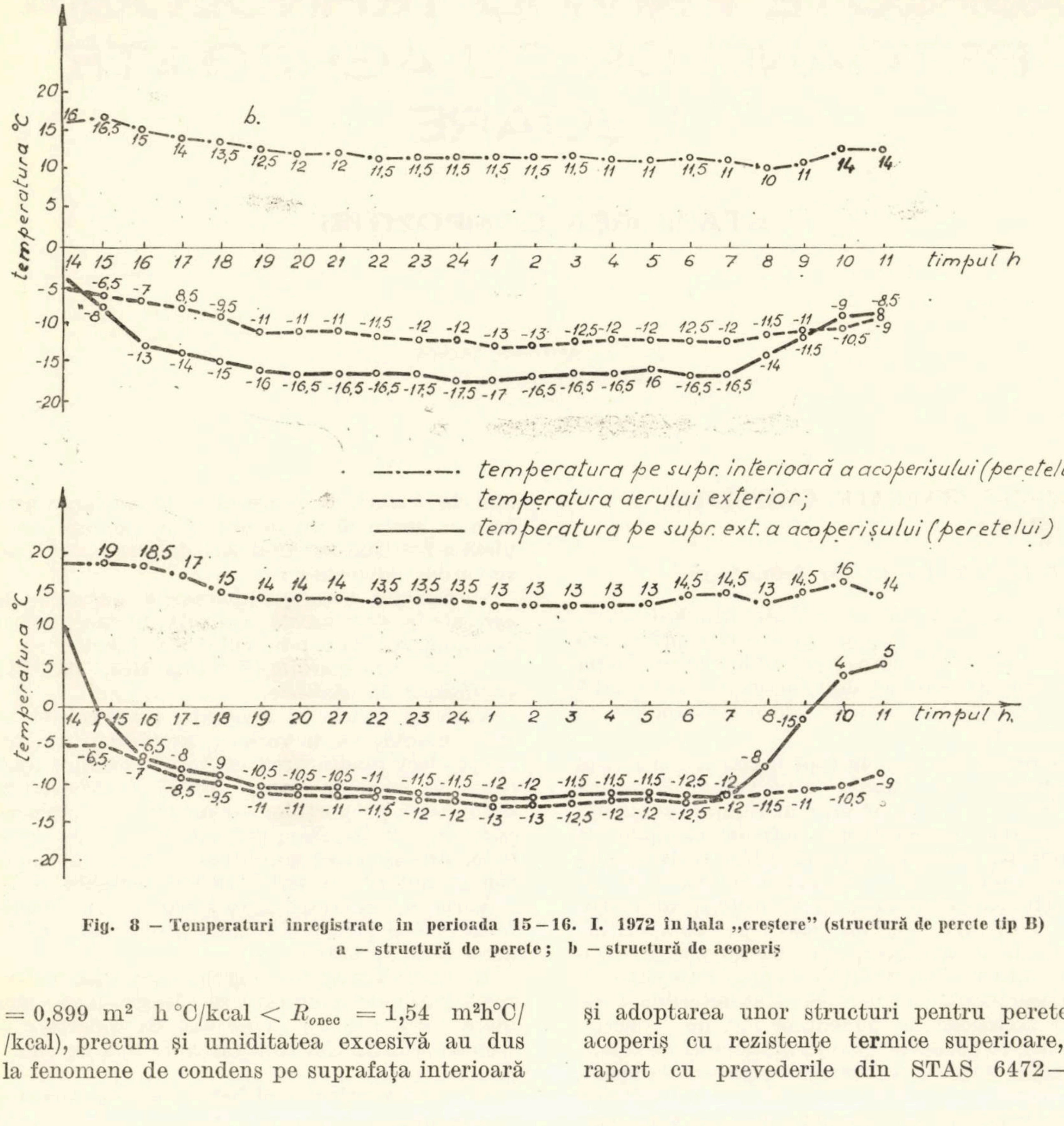


Fig. 8 — Temperaturi înregistrate în perioada 15—16. I. 1972 în hala „creştere" (structură de perete tip B)
a — structură de perete; b — structură de acoperiş

CZ 666.972-125

ASPECTE PRIVIND TEHNOLOGIA BETOANELOR CU AGREGATE UŞOARE

STABILIREA COMPOZIŢIEI

(I)

Conf. ing. **ANTONIE TRELEA**
Institutul politehnic Iaşi

ASPECTE GENERALE. COMPOZIŢIA DE BAZĂ

1. *Influenţa factorilor tehnologici*

Avantajele de netăgăduit ale utilizării betoanelor cu agregate uşoare pot fi puse în valoare numai în cazul în care se pot realiza în producţia curentă, în mod constant, betoane care să aibă caracteristici similare cu ale celor studiate în laborator.

Obiectul analizei de faţă îl constituie modul în care se poate stabili, cu un volum de muncă cît mai redus şi cu un grad de siguranţă maxim, proporţia componenţilor într-un amestec de beton cu agregate uşoare, astfel încît soluţia recomandată pentru aplicarea în producţie să fie cît mai economică şi să asigure obţinerea caracteristicilor determinate pe compoziţiile realizate în laborator, dar care nu pot fi reproduse întocmai în condiţiile de producţie curentă.

Caracteristicile betoanelor sînt determinate de caracteristicile componenţilor lor, de proporţia în care se găsesc aceştia în amestec şi de condiţiile de amestecare, transport, punere în operă, respectiv de păstrare în perioada de întărire.

În condiţiile de producţie curentă a betonului pot să apară însă abateri importante faţă de proporţiile stabilite pentru componenţi în condiţii de laborator, datorită neomogenităţii caracteristicilor materialelor utilizate sau procedeelor tehnologice adoptate pentru prelucrarea lor, respectiv pentru transportul şi punerea în operă a amestecului de beton proaspăt.

Neomogenitatea caracteristicilor materialelor utilizate se poate manifesta prin :

— *variaţia granulozităţii sorturilor de agregate* ca urmare a neomogenităţii zăcămîntului (în cazul agregatelor naturale) sau a procesului de fabricaţie (în cazul celor arttifciale) sau, în ambele cazuri, a procesului de sortare, prin care se poate să nu se obţină o separare completă a fracţiunilor unui sort de cele aparţinînd sorturilor adiacente ;

— *variaţia densităţii aparente a granulelor de agregate în stare uscată,* datorită neomogenităţii zăcămîntului sau procesului de fabricaţie;

— *variaţia umidităţii agregatelor,* datorită condiţiilor de păstrare.

Variaţia densităţii aparente a granulelor în stare uscată, ca şi variaţia umidităţii lor, au drept efect modificarea greutăţii specifice aparente şi deci, în cazul dozării gravimetrice, schimbarea proporţiilor volumelor absolute ocupate de diferite fracţiuni sau sorturi de agregate. Acelaşi efect se obţine şi datorită variaţiei granulozităţii sorturilor de agregate.

Variaţia umidităţii agregatelor se mai manifestă însă şi prin schimbarea proporţiei apei în amestecul de beton.

În cazul agregatelor grele, apa care determină mărimea umidităţii se găseşte în cea mai mare parte sub formă de apă de umectare şi trebuie scăzută din cantitatea de apă de amestec.

În cazul particular al betoanelor cu agregate uşoare devine important, însă, şi fenomenul de absorbţie parţială a apei de către granulele de agregat [3], ceea ce are drept efect, atît variaţia lucrabilităţii în intervalul de timp scurs între momentul preparării şi punerii în operă a betonului, cît şi schimbarea raportului între cantităţile de apă şi de ciment din amestec. De aceea, este necesar ca pentru aceste betoane să se ţină seama şi de variaţia în timp a cantităţii de apă din amestec, fie pentru a se stabili limita duratei în care betonul nu-şi modifică esenţial lucrabilitatea, fie pentru a se determina variaţia acesteia în vederea prevenirii segregării imediat după amestecare, respectiv în vederea asigurării unor mijloace de compactare corespunzătoare scăderii în timp a consistenței. Cunoscîndu-se cantitatea reală de apă din amestec în momentul compactării, se va putea determina și influența acesteia asupra rezistențelor mecanice ale betonului întărit.

Proporția diferiților componenți care alcătuiesc amestecul de beton realizat în producția curentă se poate modifica, în final, față de amestecul de laborator și printr-o compactare neconformă cu caracteristicile reale de lucrabilitate, care duce la mărirea volumului de goluri din amestec.

Schimbarea proporțiilor între volumele ocupate de componenții betonului determină modificarea caracteristicilor acestuia atît în stare proaspătă, cît și după întărire.

Prevenirea unor variații importante ale caracteristicilor betonului realizat în condiții de producție curentă față de cele obținute în condiții de laborator se poate obține, în primul rînd prin încadrarea variațiilor de granulozitate și densitate aparentă ale agregatelor în limite prestabilite, iar în cadrul acestor limite, prin corectarea compoziției astfel încît să se asigure realizarea unui amestec ale cărui caracteristici să fie cît mai apropiate de cele ale amestecului de laborator.

În același timp este necesar să se corecteze compoziția de laborator și pentru a se ține seama de efectele variației umidității agregatelor.

O problemă distinctă o constituie aceea a adaptării condițiilor de compactare la caracteristicile reale de lucrabilitate, problemă care poate să nu fie însă luată în considerare dacă se admite ipoteza că se corectează compoziția amestecului de beton pentru asigurarea lucrabilității dorite.

Se ajunge astfel la conceptul unei „*compoziții de bază*" din care se pot obține, prin aplicarea unor corecții, „*compozițiile derivate de laborator*" — în vederea realizării unor betoane cu proprietăți variabile în funcție de necesitați — iar din acestea, prin aplicarea unor corecții, „*compozițiile pentru producția curentă*", destinate să asigure, în mod acoperitor, obținerea caracteristicilor determinate pe compozițiile realizate în laborator.

Pentru un nivel dat al caracteristicilor betonului întărit (rezistențe mecanice, contracție, densitate aparentă etc.), soluția cea mai economică o reprezintă amestecul la care se obține un volum intergranular de goluri minim, cu efort minim de compactare, deoarece acestui amestec îi corespunde și un dozaj de ciment minim.

Întrucît, din punctul de vedere al lucrabilității, betonul plastic este cel care se compactează în condiții optime (cu efort minim de compactare și fără pericol de segregare), se poate pune problema stabilirii proporției între componenți pentru a se obține amestecul de beton plastic cu dozajul minim de ciment și cu volumul minim de goluri și care să fie admis drept „*compoziție de bază*".

Îndeplinind toate condițiile menționate — beton plastic, cu dozaj minim de ciment, cu volum intergranular de goluri minim, pus în operă într-un interval de timp determinat, pentru a nu-și modifica substanțial consistența, — acest amestec poate fi caracteristic pentru nivelul rezistențelor, ca și pentru celelalte proprietăți ale betoanelor cu un anumit tip de agregat.

„*Compoziția de bază*" poate fi corectată în cazul în care se urmărește obținerea unor betoane cu alte caracteristici, prin :

a) modificarea volumului absolut ocupat de agregatele mari ($d > 3$ mm) ;
b) variația dozajului de ciment ;
c) variația cantității de apă ;
d) adaptarea compoziției la schimbarea caracteristicilor de umiditate ale agregatelor.

Toate aceste corecții se aplică în ideea de a se menține neschimbat volumul betonului pus în operă, ele avînd drept efect :

— varierea densității aparente și a rezistențelor mecanice ale betonului, fără modificarea lucrabilității (pct. a, b) ;

— variația lucrabilității fără modificarea rezistențelor mecanice (pct. c) etc.

Vor rezulta astfel o serie de „*compoziții derivate*", care vor asigura amestecului de beton, după întărire, caracteristici corespunzătoare necesităților.

În vederea obținerii compozițiilor pentru producția curentă se corectează compozițiile de laborator în sensul supradozării amestecului cu pastă de ciment și nisip care să umple volumul suplimentar de goluri ce pot apărea în cazul variațiilor întîmplătoare ale cantităților diferitelor fracțiuni de agregate, precum și adaptării cantităților de materiale ce intră în compoziția amestecului, stabilită pentru agregatele uscate, la caracteristicile lor reale de greutate specifică aparentă și de umiditate.

2. *Prezentarea generală a metodei de stabilire a compoziției*

În scopul elaborării unei metodologii de stabilire a compoziției betoanelor, specifică folosirii agregatelor ușoare, s-au căutat în prealabil similitudini cu problema compoziției betoanelor cu greutate normală. În acest scop s-au analizat — fără pretenția de a fi epuizat problema — un număr foarte mare de metode, dintre care rețin atenția metodele elaborate de Joisel [1] și Vallette [2], deoarece permit stabilirea cu relativă ușurință a acestei compoziții limită denumită mai sus „*compoziție de bază*".

Metoda concepută de Joisel pe baza studiilor teoretice ale lui Caquot permite să se obțină o compoziție în care proporția diferitelor fracțiuni de agregate este stabilită cu rigurozitate, ținîndu-se seama și de efectul de perete al suprafeței care limitează conturul elementului de beton. Ea poate fi utilizată la stabilirea compoziției de bază a betoanelor cu agregate ușoare, cu unele corecții privind modul de stabilire a cantității de apă din amestec.

Metoda Vallette este mai expeditivă, permițînd însă stabilirea compoziției de bază a unui beton la care se folosesc numai două sorturi de agregat, unul fin și altul mare. Metoda denumită ,,experimentală'', este mai aproximativă datorită elementului de ,,apreciere'' cu care intervine operatorul și care îi este specific. Din aceste motive, s-a adoptat, pentru utilizarea la stabilirea compoziției de bază pentru betoanele cu agregate ușoare, metoda Joisel, căreia i s-au adus unele modificări privind modul de determinare a cantității de apă de amestec.

Cantitatea de apă necesară pentru prepararea amestecului de beton plastic ce corespunde compoziției de bază se propune să se stabilească ținînd seama de indicii de umectare ai sorturilor de agregate și de cantitatea de apă necesară pentru obținerea unei paste de ciment de consistență normală. Modul de stabilire a cantității de apă rămîne, în principiu, același și pentru compozițiile derivate, cu precizarea că ar fi totuși necesar să se țină seama de faptul că lucrabilitatea nu variază liniar în funcție de cantitatea de apă, ci se îmbunătățește mai rapid la dozajele mari de ciment.

Pentru determinarea cantității de apă ce se adaugă în momentul preparării betonului se reduce cantitatea de apă de adaos cu cantitatea introdusă o dată cu agregatele grele, umede (apă de umectare) și se sporește cu cantitatea de apă ce se absoarbe din amestec de către agregatele ușoare pînă în momentul în care se face compactarea, moment în care cantitatea de apă din amestec este determinantă, atît pentru efortul de compactare necesar, cît și pentru rezistențele mecanice ale betonului întărit.

Corecțiile pentru schimbarea proporțiilor între componenții solizi ai betonului se stabilesc, pentru un volum determinat, pe baza egalității între volumele absolute ale materialelor ce se introduc și volumele absolute ale materialelor pe care le înlocuiesc. Volumul variației cantității de ciment este luat în considerare sub formă de pastă, deci inclusiv apa aferentă, iar al cantității de agregate inclusiv apa de umectare.

Corecțiile pentru prevenirea efectelor defavorabile ale variației proporției între fracțiunile de agregate se determină pe baza egalității volumului de pastă de ciment cu volumul suplimentar de goluri ce apare atunci cînd agregatul fin se găsește în exces, respectiv pe baza egalității între volumul de mortar, alcătuit din pastă de ciment și agregat fin, și volumul de goluri suplimentar ce apare atunci cînd se găsește în exces agregatul mare. Aceste corecții se determină pentru variațiile limită admise ale proporțiilor între sorturile de agregate utilizate, astfel încît, dacă variațiile respective nu se realizează sau se realizează numai parțial, apare și o variație de volum.

3. *Compoziția de bază*

Compoziția de bază se determină folosind curba de referință (fig. 1) construită pentru ansamblul amestecului de beton alcătuit din ciment, din sorturile ,,i'' de agregate utilizate, din apă și din aer. Această curbă este o dreaptă într-un sistem de axe de coordonate la care axa absciselor este proporțională cu d^m, valoarea exponentului m fiind o funcție de valoarea reală a compactității în mediu nelimitat a fiecărei fracțiuni de diametru d, din care este alcătuit amestecul.

3.1. *Determinări preliminare de laborator* (a se vedea și anexa).

3.1.1. Pentru trasarea curbei de referință sînt necesare unele determinări prealabile pe materialele utilizate, agregate și ciment.

a) Pentru agregate se determină granulozitatea fiecărui sort utilizat și, în continuare, pentru fiecare din fracțiunile puse în evidență în curba de granulozitate, se mai determină :

— ρ_{aj}, în kg/l — densitatea aparentă a granulelor ce alcătuiesc fracțiunea j ; pentru fracțiunea 0/3 mm se adoptă valorile stabilite pe fracțiunea 0,8/1,6 mm ;

— ρ_{gj}, în kg/l — densitatea în grămadă a fracțiunii j în stare afînată.

b) Pentru ciment se determină :

— α_c, în kg/kg, cantitatea de apă necesară pentru a se obține dintr-un kg de ciment o pastă de consistență normală ;

— r_c, în l/kg, randamentul în pastă al cimentului, adică volumul obținut prin amestecarea unui kg de ciment cu cantitatea de apă α_c ;

— ρ_c, densitatea cimentului.

3.1.2. Pentru stabilirea compoziției de bază este necesar să se determine în plus :

ρ_{gi}, în kg/l, densitatea în grămadă, în stare afînată a fiecăruia din sorturile i utilizate ;

α_i, în kg/kg, indicii de umectare a fiecărui sort de agregate, adică cantitatea de apă reținută pe suprafața granulelor de agregate prin umectare.

3.2. *Trasarea curbei de referință* (fig. 1 și tabelul 1)

Curba de referință se trasează ca pentru orice beton cu agregate grele, folosind graficele trasate de Joisel [1] și reproduse în anexă. Trasarea curbei de referință se face astfel :

3.2.1. Se calculează, pe baza caracteristicilor determinate la pct. 3.1.1. *a*, compactitatea în mediu limitat, σ_j, a fiecărei fracțiuni de agregate j cu relația :

$$\sigma_j = \frac{\rho_{gj}}{\rho_{aj}} \tag{1}$$

Compactitatea în ,,mediu limitat'' este specifică formei și dimensiunilor vasului în care s-a determinat ρ_{gj}.

CARACTERISTICILE AGREGATELOR ŞI CURBA DE REFERINŢĂ

TABEL 1

Determinarea elementelor curbei de referinţă pentru trei sorturi de agregate

Sorturi de agregate utilizate (mm)	Fracţiunile j ale sorturilor (mm)	Fracţiuni monogranulare caracteristice								granulozitatea sortului (masă)	Densitate aparentă sort			granulozitatea sortului (volum)
		Limite nominale (mm)	$\rho_{g.j}$ kg/l	$\rho_{a,j}$ kg/l	$\sigma_j = \frac{\rho_{gj}}{\rho_{aj}}$	vasul pentru determin. ρ_g	$\frac{1}{1-0{,}1\frac{dS}{V}}$	σ_0 Col6×Col8	segment $x_{dj_1/dj}$ (Fig. 3)	p_j %	$\frac{p_j}{100\rho_{aj}}$ l/kg	$\rho_{ai}^{-1} = \Sigma \frac{p_j}{100\rho_{aj}}$ l/kg	$\rho_{ai} = \frac{1}{\text{Col 13}}$ kg/l	p'_j %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
S_3 granulit de Iaşi 3/30	15/30	15/30	0,768	1,340	0,573	Cub 2 dm latură	1,100	0,630	0,265	40,0	0,2985	0,755	1,325	39,6
	10/15	10/15	0,764	1,290	0,593		1,045	0,620	0,135	32,5	0,2520			33,4
	7/10	7/10	0,773	1,315	0,588		1,030	0,606	0,108	15,0	0,1140			15,0
	3/7	3/7	0,832	1,400	0,594		1,020	0,606	—	9,5	0,0678			9,0
	< 3	1/3	0,875	1,300	0,672	Cilindru	1,002	0,673	—	3,0	0,0231			3,0
S_2 nisip de rîu 3/7	> 7	7/10	—	—	—	Cub 2 dm. latură	—		—	—	—	0,437	2,290	—
	3/7	3/7	1,520	2,290	0,668		1,020	0,682	0,300	100,0	0,4370			100,0
	< 3	08/1,6	1,390	2,550	0,545	Cilindru	1,002	0,546	—	—	—			—
S_1 nisip de rîu 0/3	> 3	3/7	1,520	2,290	0,668	Cub 2dm.	1,020	0,682	—	8,7	0,0380	0,396	2,529	9,6
	1/3	08/1,6	1,390	2,550	0,545	Cilindru Ø 1,25dm v = 1,06 l	1,002	0,546	0,180	25,7	0,1000			25,2
	0,2/1								0,220	45,4	0,1790			45,2
	0/0,2	—	—	—	—	—	—	—	0,160	20,2	0,0790			20,0

CALCULE AUXILIARE

$100\alpha_c \rho_c = 85$; din grafic fig. 2 rezultă $\overline{OA} = 0{,}347$

$r = \frac{D}{6} = 0{,}05\text{ dm}$; $R = \frac{V}{S} = \frac{2\times2\times2}{6\times2\times2} = 0{,}33\text{ dm}$

$\frac{r}{R} = 0{,}15$; pentru $\sigma_0 = 0{,}630$ rezultă din grafic, fig. 4. $y = 0{,}225$

$\overline{OB'} = \sum_{x_{0/02}}^{x_{10/15}} x_{d_{j-1}d_j}$	1,103
$\overline{EO} = \overline{OA}$	0,347
$\overline{EB'} = \overline{EO} + \overline{OB'}$	1,450
$\overline{B'C'} = y \cdot \overline{EB'}$	0,326
$\overline{OC'} = \overline{OB'} + \overline{B'C'}$	1,429
$\overline{EC'} = \overline{EB'} + \overline{B'C'}$	1,776

NOTĂ

Lungimile $\overline{EO}$ şi $\overline{OB'}$ se determină analitic, ca în prezentul tabel, numai dacă unghiul cu axa absciselor este de 45°.

In celelalte cazuri se măsoară pe grafic.

Se calculează apoi compactitatea în mediu nelimitat σ_{oj}, cu relaţia :

$$\sigma_{oj} = \sigma_j \frac{1}{1 - 0{,}1\frac{d_j S}{V}} \tag{2}$$

în care : d_j este diametrul maxim al fracţiunii j ;

S — suprafaţa totală, inclusiv faţa liberă a vasului în care s-a determinat ρ_{gj}.

V — volumul aceluiaşi vas.

3.2.2. Într-un sistem de axe coordonate rectangulare (fig. 1) se raportează pe axa absciselor mărimea segmentului OA, care se determină în graficul din anexă (fig. 2) în funcţie de diametrul maxim D al granulelor agregatelor utilizate şi de valoarea 100 $\alpha_c \cdot \rho_c$, calculată pe baza caracteristicilor cimentului (pct. 3.1.1. *b*).

3.2.3. Se raportează în continuare, la aceeaşi scară cu OA, segmentul $AX = 0{,}16$ şi apoi segmentele $x_{d_{j-1} \cdot d_j}$, corespunzătoare diametrelor limită ale diferitelor fracţiuni de agregate ; acestea se măsoară în graficul din anexă (fig. 3) în funcţie de valorile d_{j-1}, d_j şi σ_{oj}.

3.2.4. Se trasează prin punctul A o dreaptă de înclinare oarecare faţă de axa absciselor (de preferinţă 45°) şi se determină pe ea punctele E, L şi B. Punctul E are abscisa zero, punctul L are abscisa egală cu cea a punctului X, iar punctul B, egală cu a punctului $d = D/2$, de pe axa OD.

3.2.5. Se determină în graficul din anexă (fig. 4) valoarea y în funcţie de σ_o şi de raportul r/R, în care r este raza hidraulică medie a granulelor de agregat de diametru maxim, iar R raza hidraulică a cofrajului. Aceste valori se calculează cu relaţiile :

$$r = \frac{D}{6} \tag{3}$$

$$R = \frac{V}{S} \tag{4}$$

în care

D este diametrul maxim al granulelor agregatelor utilizate, considerate de formă sferică ;

V — volumul tiparului în care se toarnă betonul ;

S — suprafaţa care îl limitează (suprafaţa cofrată + suprafaţa liberă).

3.2.6. Se măsoară în graficul din figura 1, la o scară oarecare, mărimea segmentului $\overline{EB'}$ şi se calculează mărimea segmentului $\overline{B'C'}$ cu relaţia

$$\overline{B'C'} = y \cdot \overline{EB'} \tag{5}$$

3.2.7. Se raportează pe graficul curbei de referință punctele C' și C, acesta din urmă avînd abscisa corespunzătoare valorii D. Se unesc punctele B și C, rezultînd astfel curba de referință căutată.

În tabelul 1 se reprezintă caracteristicile determinate în laborator și modul de organizare a calculelor pentru stabilirea curbei de referință în cazul unui amestec alcătuit din granulit fabricat la Iași și două sorturi de nisip de rîu 0/3 și 3/7.

STABILIREA COMPOZIȚIEI DE BAZĂ
ȘI CARACTERISTICILOR AGREGATELOR
PENTRU CALCULUL CORECȚIILOR

TABEL 2

2.1. Stabilirea compoziției de bază

Componentul: Agregatele pe grupe	Componentul: Sorturile aferente S_i	ρ_{ai}	Segmentul $b'_{i-1}b'_i$	vol. absolut $1000\frac{b'_{i-1}b'_i}{\overline{EC'}}$	Masă Col 3×Col 5	Proporția sortului în grupă: volume p_i	Proporția sortului în grupă: masă p_i
1	2	3	4	5	6	7	8
Varianta B (3 sorturi de agregate, agregat fin 0/3)							
Agregate mari (M)	S_3, granulit Iasi, 3/30	1,325	0,609	341,0	452	0,720	0,597
	S_2, nisip de rîu 3/7	2,290	0,235	132,0	305	0,280	0,403
Agregate fine (N)	S_1, nisip de rîu 0/3	2,529	0,460	259,0	655	1,000	1,000
Total agregate	—	—	1,304	732,0	1412	$A=\sum\alpha_i S_i+\alpha_c C =$ $=0,078\times452,0+$ $+0,040\times305,0+$ $+0,138\times655,0+$ $+0,273\times219,0=$ $=197$ kg	
Ciment	—	3,110	0,125	70,5	219		
Apă	—	1,000	0,347	197,0	197		
Aer	—	—		0,5	—		
Total amestec	—	—	1,776	1000,0	1828		

2.2. Caracteristicile de calcul ale agregatelor

Agregate: grupe	Agregate: sorturi	Ponderea sorturilor în grupă: în volume	Ponderea sorturilor în grupă: masă	Densitatea aparentă: ρ_{ai}	Densitatea aparentă: ΣCol 3×Col 5 ρ_{aM} ρ_{aN}	Densitatea în grămadă ρ_{gM} ρ_{gN}	Indici de umectare: α_i	Indici de umectare: ΣCol 4×Col 7 α_M α_N	materialului: uscat $\frac{\text{Col }7}{\text{Col }6}$ c_M c_N	materialului: umectat Col 9+Col 10 c'_M c'_N	$\eta=1+\frac{1{,}2(1-c')}{c}$ η_M η_N
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
M	S_3	0,720	0,597	1,325	1,595	1,047	0,078	0,063	0,656	0,719	1,513
	S_2	0,280	0,403	2,290			0,040				
N	S_1	1,000	1,000	2,529	2,529	1,620	0,138	0,138	0,642	0,780	1,411

3.3. *Stabilirea compoziției de bază* (fig. 1 și tabelul 2.1).

3.3.1. Se raportează pe graficul curbei de referință (fig. 1) curbele de granulozitate, în volume, ale fiecărui sort de agregate utilizat. În acest sens, se înmulțesc valorile din col. 15 a tabelului 1 cu valoarea $\overline{EC'}$, determinată în același tabel în partea finală, și se raportează cumulate pentru fiecare sort în dreptul limitelor fracțiunilor din care este alcătuit sortul respectiv. Curba de granulozitate a cimentului se consideră o dreaptă în intervalul 0/0,2.

3.3.2. Se determină pe curba de referință punctele b_i, care, proiectate pe axa ordonatelor, determină pe aceasta limitele de separație (b'_i) a volumelor absolute ocupate de ciment și de fiecare sort de agregate i. Punctele b_i se găsesc la intersecția curbei de referință cu liniile de ordine paralele cu $\overline{EC'}$, pe care linia $C'C$ și curba de granulozitate S_{i-1}, respectiv linia OD și curba de granulozitate S_i, interceptează segmente egale.

Dacă între curbele de granulozitate a două sorturi vecine S_{i-1} și S_i există o zonă de discontinuitate, atunci punctul corespunzător b_i de pe curba de referință se va găsi la jumătatea distanței între liniile de ordine paralele cu $\overline{EC'}$, duse prin punctul de intersecție al liniei CC' cu curba de granulozitate S_{i-1} și al liniei OD cu curba de granulozitate S_i.

3.3.3. Volumele absolute ale componenților solizi uscați ai amestecului de bază rezultă din relațiile :

$$V_c = 1000\frac{\overline{Ob'_0}}{\overline{EC'}} \qquad (6)$$

$$V_i = 1000\,\frac{\overline{b'_{i-1}b'}}{\overline{EC'}} \qquad (7)$$

în care

V_c este volumul absolut al cimentului, în l/m³ de beton

V_i — volumul absolut al sortului i de agregate în l/m³ de beton.

3.3.4. Cantităţile de ciment (C) şi agregate uscate (S_i), exprimate în unităţi de masă (kg), se obţin din relaţiile :

$$C = \rho_c \cdot V_c \tag{8}$$

$$S_i = \rho_{ai} \cdot V_i \tag{9}$$

în care

ρ_c — este densitatea cimentului (conform pct. 3.1.1.*b*) în kg/l ;

ρ_{ai} — densitatea aparentă a granulelor de agregate din sortul i, reprezentînd media ponderată a densităţilor aparente ρ_{aj} a fracţiunilor din care este alcătuit sortul i (calculată în tabelul 1), în kg/l.

3.3.5. Cantitatea de apă de amestecare (A), în kg (sau în l), rezultă din expresia :

$$A = \alpha_c \cdot C + \Sigma \alpha_i S_i \tag{10}$$

în care

α_c este cantitatea de apă de amestecare pentru obţinerea unei paste de consistenţă normală dintr-un kg de ciment (conform pct. 3.1.1. *b*), în kg/kg ;

α_i — indicii de umectare ai sorturilor i de agregate (conform pct. 3.1.2.).

3.3.6. Volumul golurilor de aer din amestecul de beton va fi :

$$V_{aer} = 1000 \frac{\overline{EO}}{\overline{EC'}} - A \tag{11}$$

3.3.7. Pentru evidenţierea abaterii compoziţiei de bază de la curba de referinţă se raportează în graficul acesteia curba de granulozitate a compoziţiei de bază. Ordonatele acesteia se stabilesc prin cumularea valorilor

$$\sum_{j=1}^{m} \frac{p'_j}{100} \cdot \frac{V_i}{1000} \cdot \overline{EC'} \tag{12}$$

în care

p'_j este proporţia, în volume absolute, în care se găseşte fracţiunea j în sortul i, în procente (tabelul 1, col. 15) ;

V_i — volumul absolut (în l) ocupat de fracţiunile sortului i ; după necesităţi, valoarea V_i se poate înlocui cu raportul $\frac{S_i}{\rho_{ai}}$.

Se obţine astfel curba de granulozitate a compoziţiei de bază B.0.0.0. (fig. 1).

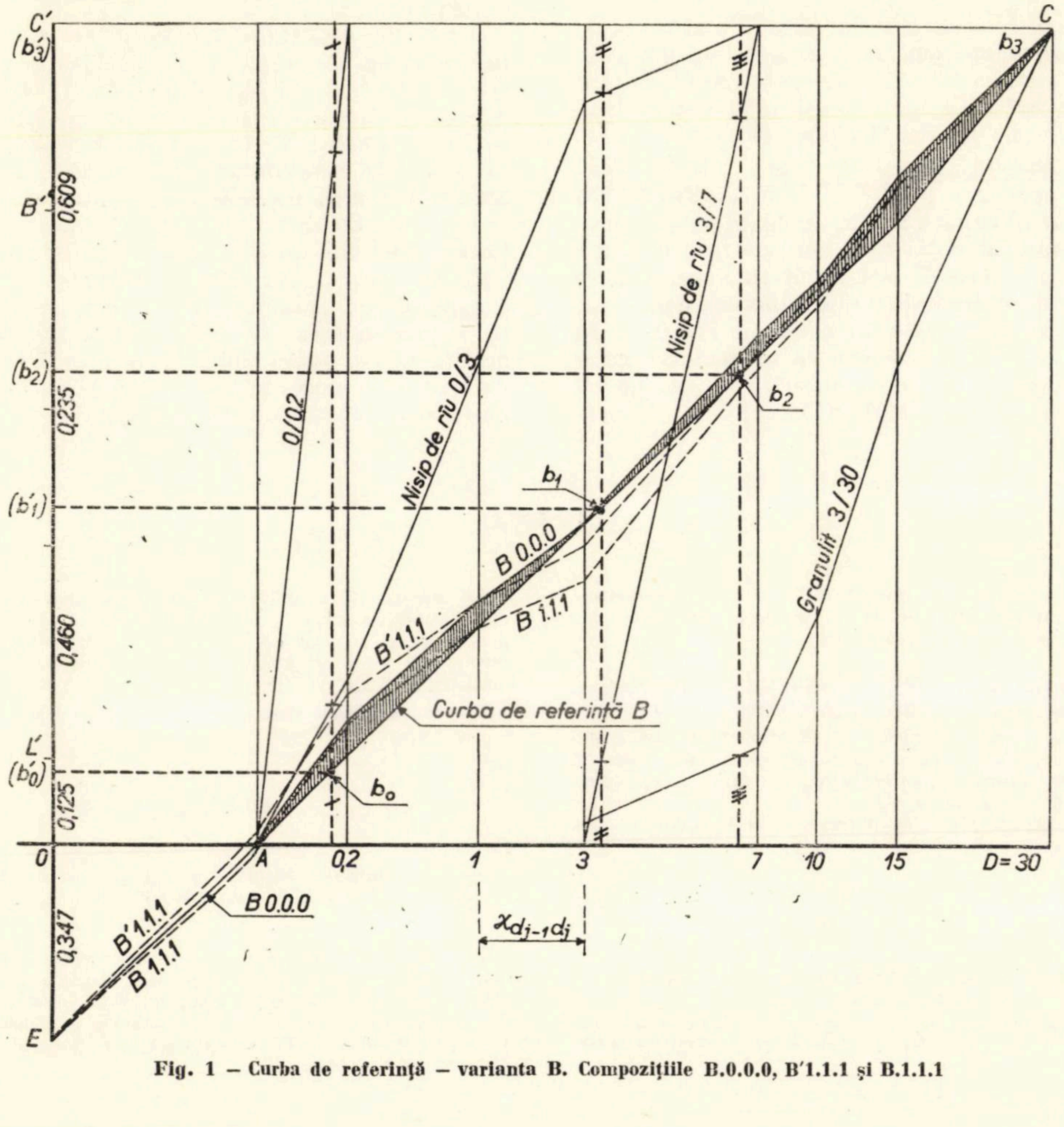


Fig. 1 – Curba de referinţă – varianta B. Compoziţiile B.0.0.0, B'1.1.1 şi B.1.1.1

Simbolurile utilizate pentru identificarea compoziției de bază au următoarele semnificații :

— litera *B* indică curba de referință luată în considerare la stabilirea compoziției de bază și sorturile considerate „*agregate fine*" (pct. 3.4) ;

— indicii zero indică faptul că proporțiile între sorturile de agregate (primul indice), cantitățile de ciment (al doilea indice), cantitatea de apă (al treilea indice) sînt cele stabilite pe baza curbei de referință pentru un beton de consistență plastică, adică este o „*compoziție de bază*".

3.4. *Stabilirea caracteristicilor de calcul ale agregatelor pe grupe de sorturi în vederea determinării valorii corecțiilor* (tabelul 2.2 și anexa).

3.4.1. Corectarea compoziției de bază pentru determinarea compozițiilor derivate presupune gruparea sorturilor de agregate utilizate în ansambluri de agregate fine (*N*) și agregate mari (*M*) pentru care trebuie să se cunoască densitățile aparente și compactitățile.

Această grupare se poate face, în general, în două moduri :

— ansamblul agregatelor fine (*N*) să fie alcătuit din agregate pînă la 3 mm (sortul 0/3), iar al celor mari (*M*) din agregate peste 3 mm (sorturile 3/7 și 3/30) ; acest mod a fost luat în considerare pentru varianta B.0.0.0. ;

— ansamblul agregatelor fine (*N*) să fie alcătuit din agregate pînă la 7 mm (sorturile 0/3 și 3/7), iar al celor mari de agregate peste 7 mm (sortul granulit 3/30, care conține fracțiuni 3/7 în cantitate redusă) ; întrucît în acest caz se obțin, pentru corecții, valori diferite, deși compoziția de bază este identică cu B.0.0.0., se recomandă să se considere că se lucrează cu o altă compoziție de bază, care să se noteze cu altă literă (spre exemplu C.0.0.0)

3.4.2. Ținînd seama de gruparea aleasă, se determină în laborator și se înscrie în tabelul 2.2, col. 7 densitatea în grămadă ρ_{gN}, ρ_{gM} a amestecului de sorturi de agregate ce alcătuiesc grupa agregatelor fine, respectiv a agregatelor mari în proporțiile determinate în unități de masă, pentru compoziția de bază (tabelul 2.1, col 8).

Densitatea aparentă pe grupe de sorturi (ρ_{aN}, ρ_{aM}) se determină prin calcul (tabelul 2.2, col. 5), ponderîndu-se densitățile aparente ale sorturilor în funcție de proporția în volume absolute (tabelul 2.1, col. 7).

Indicii de umectare ai grupelor de sorturi de agregate se determină (tabelul 2.2., col. 9) prin ponderarea indicilor de umectare ai sorturilor respective (coloana 8 din același tabel) în funcție de proporția lor în grupă, în unități de masă (tabelul 2.1, col. 8).

În tabelul 2.2 se mai determină și unele valori auxiliare de calcul ce vor fi necesare la stabilirea corecțiilor, și anume : compactitatea agregatelor pe grupe de sorturi, în stare uscată (c_N, c_M) și umectate (c'_N, c'_M).

Se mai determină coeficienții η_M, respectiv η_N, care vor interveni, de asemenea, în calculul corecțiilor.

3.4.3. Se determină graficul de variație al indicelui de absorbție $\beta_{ut,h}$, definit drept cantitatea de apă, în kg, absorbită de un kg de agregate ușoare din sortul *h*, avînd umiditatea *u*, la intervalul de timp *t* de la introducerea în apă. Se procedează așa cum se arată în anexă, folosind metoda picnometrului.

Indicele de absorbție se stabilește pentru fiecare sort de agregate ușoare și diferite intervale de timp *t*, variindu-se umiditatea inițială a agregatelor în limite cît mai largi, astfel încît, prin prezentarea variației respective într-un grafic, să se poată determina prin interpolare valorile $\beta_{ut,h}$ corespunzătoare oricărei umidități pe care ar putea-o avea agregatele.

ANEXĂ

Determinări rapide (și aproximative) ale caracteristicilor materialelor utilizate la prepararea betoanelor cu agregate ușoare. Grafice auxiliare.

1. *Densitatea aparentă* ρ_{aj} *a granulelor ce alcătuiesc fracțiunea* j *de agregate (ușoare sau grele)*

1.1. Se ia o probă de circa 3 l de agregat, de umiditate cît mai mare, cu suprafața granulelor uscată și se împarte în alte două probe aproximativ egale, care se cîntăresc obținîndu-se masele G'_u și G''_u.

1.2. Pe prima probă se determină prin uscare umiditatea absolută, care rezultă din relația :

$$\mu_u = \frac{G'_u - G}{G} \tag{1}$$

în care

G'_u reprezintă masa probei de agregat umed, în kg ;
G — masa după uscare, în kg.

1.3. Un picnometru metalic, de circa 3 l, se umple cu apă pînă la un reper fix și se cîntărește ; se obține masa *B*, în kg.

Se golește picnometrul de apă și se introduce în el a doua probă, de masă G''_u, peste care se toarnă apă și se agită pentru ca să se evacueze aerul ; se umple cu apă pînă la reperul fix și se cîntărește la 5′ de la imersare ; se obține masa $D_{u,o}$, în kg.

1.4. Se calculează densitatea aparentă cu relația :

$$\rho_{aj} = \frac{G''_u}{(1+10^{-2}u)(G''_u + B - D_{uo})} \tag{2}$$

în care

u este umiditatea absolută a agregatelor, exprimată în procente din masa materialului uscat, determinată la pct. 1.2.

În relația (2), expresia $(B - D_{uo})$ reprezintă diferența între masa materialului umed cu suprafața granulelor uscată și masa unui volum egal de apă ; scăzînd această diferență din masa agregatului umed cu suprafața granulelor uscată se obține masa unui volum egal de apă, respectiv volumul dislocat de agregate.

2. *Randamentul pastei de ciment* r_c *şi densitatea cimentului* ρ_c

Se determină densitatea aparentă ρ'_{ac} a pastei de ciment de consistenţă normală, raportîndu-se masa netă a unei cantităţi de pastă, care umple un vas de volum cunoscut, la valoarea acestui volum ; rezultă :

$$r_c = \frac{1 + \alpha_c}{\rho'_{a_c}} \tag{3}$$

Se poate determina cu aproximaţie şi densitatea cimentului :

$$\rho_c = \frac{1}{r_c - \alpha_c} \tag{4}$$

în care

α_c este cantitatea de apă necesară pentru a obţine dintr-un kg de ciment o pastă de consistenţă normală, în kg/kg.

3. *Indicii de umectare* α_i *ai sorturilor* i *utilizate (uşoare sau grele)*

3.1. *Pentru agregate uşoare*

Picnometrul utilizat pentru determinările de la pct. 1 se cîntăreşte gol, cu pereţii umectaţi la interior ; se obţine masa B_O, în kg.

Se procedează ca la pct. 1.1 şi 1.2. Se cîntăreşte a doua probă, obţinîndu-se masa G''_u.

Se introduce proba în picnometru, se umple cu apă, se agită şi apoi se scurge imediat apa, reţinîndu-se în picnometru numai agregatele umectate. În această situaţie, picnometrul se cîntăreşte din nou, obţinîndu-se masa E (durata operaţiei : 5′).

Indicele de umectare α_i se determină cu relaţia :

$$\alpha_i = \frac{E - B_0 - G''_u}{G''_u}(1 + 10^{-2}u) \tag{3}$$

3.2. *Pentru agregate grele* < 3 *mm.*

Dintr-o probă de agregat uscat se ia o cantitate oarecare care se umezeşte progresiv pînă se obţine un bulgăre coerent, fasonat cu mîna. Se aşază pe o placă de sticlă, împreună cu care se cîntăreşte, obţinîndu-se masa E'.

Se determină apoi masa G' a agregatului după uscare. Cunoscînd masa plăcii de sticlă B'_o se obţine indicele de umectare din relaţia :

$$\alpha_i = \frac{E' - B'_o - G'}{G'} \tag{4}$$

4. *Indicii de absorbţie* $\beta_{ut,h}$ *(numai pentru sorturile* h *de agregate uşoare)*

4.1. Se procedează, pentru fiecare sort de agregate uşoare, ca la pct. 1.1, 1.2 şi 1.3.

4.2. În continuare, se completează cu apă nivelul apei din picnometru pînă la reperul fix, la intervalele $t_1 = 10'$; $t_2 = 30'$; $t_3 = 60'$, din momentul cîntăririi D_{uo}. Indicele de absorbţie pentru agregatul de umiditate u, la intervalul de timp t se obţine din relaţia :

$$\beta_{ut,h} = \frac{(D_{ut} - D_{uo})(1 + 10^{-2}u)}{G''_u} \tag{5}$$

4.3. Se repetă determinările de la pct. 4.1 şi 4.2 pentru alte umidităţi ale agregatului respectiv ($u = 0...20\%$) şi se întocmeşte, pentru fiecare sort, un grafic în care se trasează curbele β_{ut} în funcţie de umiditate pentru fiecare din cele trei valori t_1, t_2 şi t_3.

5. *Umiditatea* u_i *a sorturilor* i *de agregate*

Se determină umiditatea absolută, procedîndu-se ca la pct. 1.2. (cantitatea de apă din agregate se raportează la greutatea materialului uscat).

În fig. 2, 3 şi 4 sînt reproduse, după Joisel [1], graficele auxiliare necesare pentru trasarea curbei de referinţă.

Celelalte determinări se fac prin metodele curente.

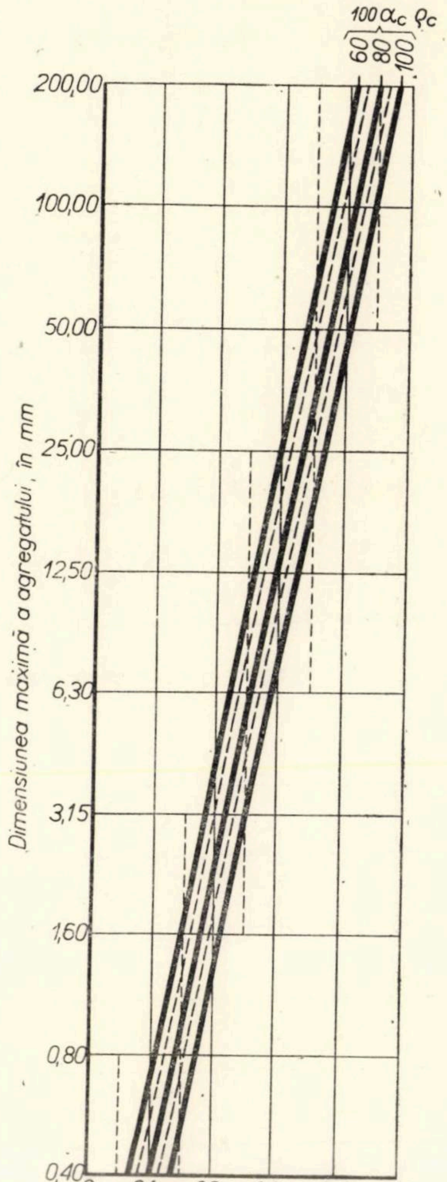


Fig. 2 — **Grafic pentru stabilirea segmentului** OA **din diagrama curbei de referinţă**

BIBLIOGRAFIE

[1] JOISEL ALBERT : *Composition des bétons hydrauliques.* Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics 5/58, octobre 1952.

[2] VALLETTE R. : *Manuel de composition des bétons.* Paris, Eyrolles, 1963.

[3] * * * — *Proposed Revision of the Rrecomended Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete.* Journal of the American Concrete Institute 65/1, ian. 1968.

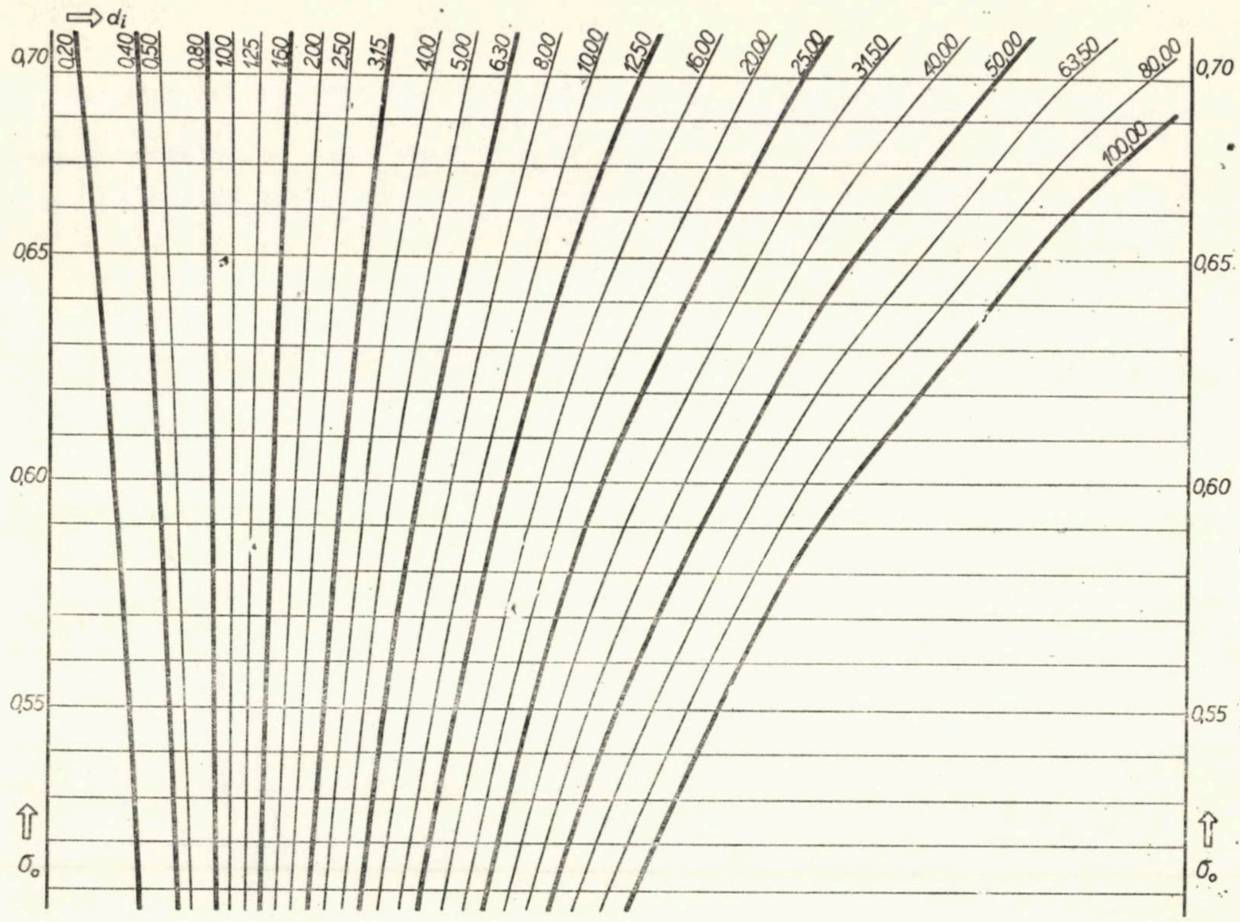


Fig. 3 – Grafic pentru stabilirea scării absciselor în diagrama curbei de referință

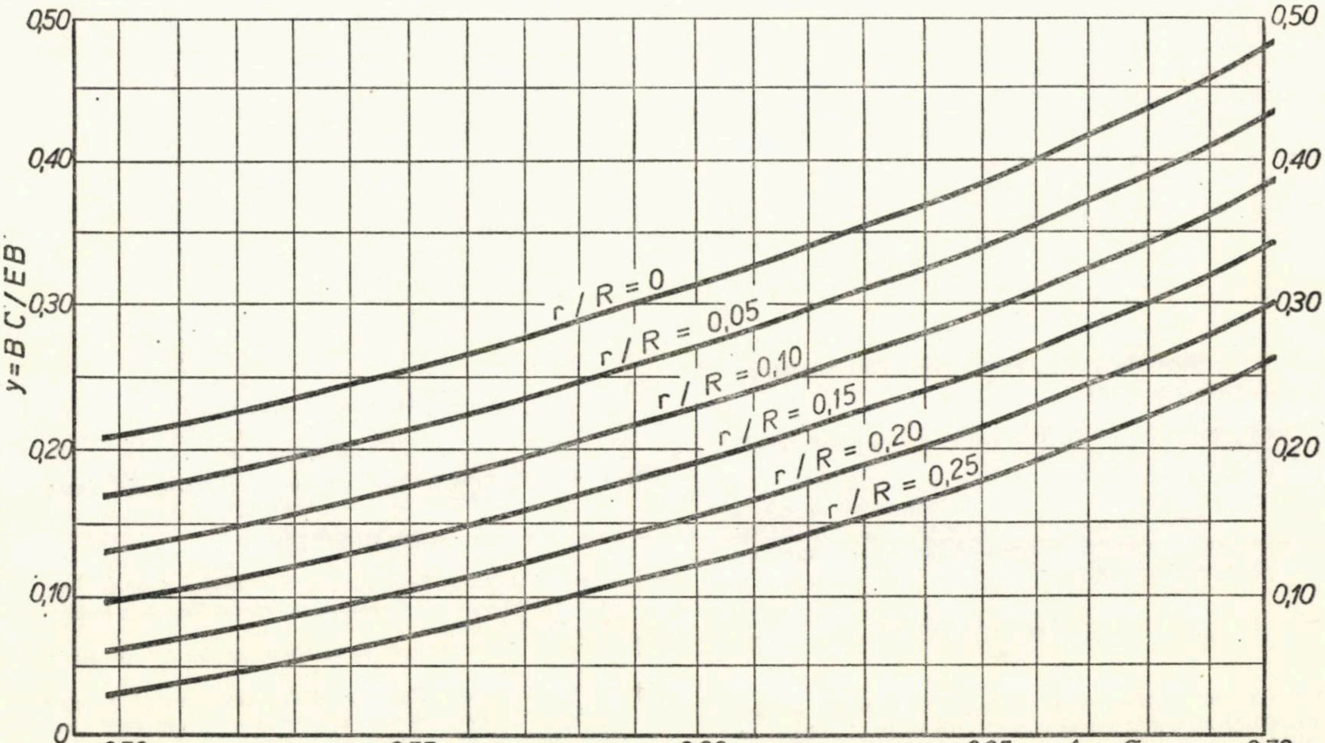


Fig. 4 – Grafic pentru stabilirea raportului B′C′/EB′ din diagrama curbei de referință

Simpozionul

„SCHIMB DE EXPERIENŢĂ ASUPRA PERFECŢIONĂRII METODELOR ŞI FORMELOR DE PLANIFICARE ŞI CONDUCERE ECONOMICĂ ÎN CONSTRUCŢII, ÎN ŢĂRILE MEMBRE ALE C.A.E.R.”

Dr. ing. NICOLAE BOGDAN
Ministerul Construcţiilor Industriale

În perioada 9—15 octombrie 1972 au avut loc la Moscova lucrările simpozionului C.A.E.R. consacrat perfecţionării metodelor şi formelor de planificare şi conducere economică în construcţii.

La acest important simpozion au participat delegaţii din ţările membre ale C.A.E.R. (R.P.U., R.P.B., R.D.G., R.P.M., R.P.P., R.S.R., U.R.S.S. şi R.S.C.), precum şi un mare număr de specialişti sovietici, reprezentanţi ai ministerelor de construcţii şi GOSSTROI-urilor republicane şi ai unor organizaţii de cercetare şi proiectare din Uniunea Sovietică, în total cîteva sute de persoane.

Lucrările simpozionului, organizat în cadrul Comisiei permanente C.A.E.R. pentru construcţii, s-au desfăşurat în şedinţe plenare şi în trei secţii de lucru : secţia I — *Planificarea şi conducerea construcţiilor*; secţia II — *Stimularea economică în construcţii*, şi secţia III — *Formarea preţurilor în construcţii*.

În şedinţele plenare ale simpozionului, conducătorii delegaţiilor ţărilor membre ale C.A.E.R. au prezentat referatele de bază, consacrate unor aspecte fundamentale legate de problemele care au făcut obiectul tematicii simpozionului.

● *„Direcţii principale de perfecţionare a planificării şi conducerii economice a construcţiilor în R.P.Bulgaria“*

Referatul, prezentat de către conducătorul delegaţiei R. P. Bulgaria, a subliniat faptul că alcătuirea, concepţiile şi prognozele de dezvoltare a întregii economii naţionale şi a ramurilor ei, inclusiv cea a construcţiilor, reprezintă un element obligatoriu al planificării şi conducerii ramurilor.

Elaborarea planurilor de perspectivă cu ajutorul noilor tehnologii şi perfecţionarea celor existente se realizează în Republica Populară Bulgaria pe baza studierii multilaterale şi adîncite a necesarului de producţie de construcţii, a volumului ei şi a condiţiilor de ordin calitativ. Numai pe calea unei largi clarificări a acestor probleme se poate asigura fundamentarea prelucrării problemelor dezvoltării organizatorice a ramurii.

S-a arătat în referat că în ultimii 3—4 ani în R.P.B. au fost introduse noile principii ale conducerii economice a construcţiilor. Aceste principii, perfecţionate în decursul procesului de introducere, au fost dirijate spre ridicarea rolului şi importanţei mijloacelor economice în conducerea ramurii. S-a redus numărul de indicatori de plan, al mijloacelor care se aprobă centralizat la un nivel superior. Organizaţia de construcţii — montaj primeşte repartiţii şi plăteşte costul maşinilor şi utilajelor de construcţii necesare executării lucrărilor. Ca bază pentru decontările între beneficiar şi executant se ia costul fix contractual al obiectului şi se prevede o mai largă folosire a preţurilor fixe pe unităţi naturale de capacitate . În planul organizaţiei de construcţii-montaj pot fi incluse numai acele obiecte pentru care se dispune de documentaţia de proiectare şi de deviz respectivă. Pe baza acestei documentaţii se stabilesc preţurile ferme contractuale. După încheierea contractului între beneficiar şi executant, ultimul ia asupra lui toate obligaţiile privind realizarea construcţiei, cum şi procurarea şi montarea utilajului tehnologic.

În scopul concentrării resurselor umane, materiale şi financiare, în Republica Populară Bulgaria au fost create mari unităţi economice — **uniunile de construcţii**. Uniunea dispune de un important parc de maşini de construcţii şi de o puternică bază de producţie. Conducerea operativă a acestor resurse o realizează uniunea economică. Resursele arătate se folosesc în producţia materială sub conducerea nemijlocită a organelor din subordinea uniunii economice respective. Uniunea încheie contracte cu alte organizaţii economice şi are relaţii directe cu bugetul de stat şi cu Banca Naţională a Bulgariei. Uniunea răspunde de activitatea subunităţilor sale şi — în acest sens — subunităţile au drepturi limitate, dar ele au gestiune economică proprie şi folosesc resursele materiale şi financiare repartizate lor de către uniunea economică de care ţin.

Uniunile de construcţii de stat sînt complexe mari economico-productive ; indicatorii lor de plan sînt aprobaţi de Consiliul de Miniştri. În componenţa uniunilor intră şi organizaţii de cercetări ştiinţifice. De asemenea, ele se ocupă şi cu probleme de politică tehnică şi economică în subramurile de construcţii corespunzătoare.

● *„Experienţa folosirii noului sistem de conducere şi planificare şi problemele perfecţionării lui în viitor în Republica Populară Ungară“*

Referatul delegaţiei maghiare arată esenţa, conţinutul, scopul şi aspectele specifice ale reformei economice care a avut loc în R.P.U. Se prezintă pe scurt condiţiile de bază, planificarea, precum şi legăturile între conducerea centrală şi sistemul de resurse economice, informaţii asupra dezvoltării economice, în perioada de la începutul reformei, inclusiv despre caracteristicile dezvoltării construcţiei şi industriei materialelor de construcţii. Pe această bază se apreciază principiile şi metodele noului sistem de conducere, adică măsura în care ele au fost confirmate de practică. Sînt clarificate unele probleme centrale ale sistemului de resurse care privesc economia naţională în ansamblu ; se dau informaţii referitoare la direcţiile generale de perfecţionare a sistemelor de reglare a economiei şi modificările care au avut loc în sistemul de preţuri.

În cuprinsul referatului sînt examinate problemele cele mai importante ale funcţionării şi perfecţionării în continuare a sistemelor de conducere a economiei naţionale, care pot prezenta interes şi pe scară internaţională. În mod special, se atrage atenţia asupra unui important domeniu al dezvoltării economice : problema eficienţei şi se prezintă formele, căile şi mijloacele dezvoltării extensive şi intensive a economiei naţionale.

Problemele eficienţei sînt strîns legate de problema ritmurilor de dezvoltare. Se subliniază importanţa stabilirii ritmurilor de creştere, se examinează factorii esenţiali de menţinere a echilibrului economiei şi rolul construcţiilor capitale. Se precizează rolul planificării şi conducerii în menţinerea echilibrului şi se dau informaţii cu privire la schimbările survenite în R.P.U. în nivelul preţurilor.

Referatul conţine şi o sinteză a rezultatelor şi experienţei dobîndite în procesul de funcţionare a sistemului de planificare şi conducere în R.P.U., precum şi sarcinile de dezvoltare în viitor.

● *„Problemele de bază ale planificării şi stimulării economice în construcţii în Republica Democrată Germană“*

După ce s-a făcut o amplă prezentare a problemelor de bază care trebuie să fie rezolvate de către ramura construcţii din R.D.G., se arată că legea planului cincinal prevede creşterea cu 27—29% a volumului producţiei de construcţii-montaj care va fi executată de organizaţiile Ministerului Construcţiilor cu 34—36% a volumului producţiei industriei materialelor de construcţii şi cu 21 — 24%, a productivităţii muncii

Referatul insistă în mod deosebit asupra importanţei problemei prognozării şi a necesităţii fundamentării ştiinţifice a planurilor de lungă durată. Se consideră că elementele esenţiale în domeniul prognozării sînt determinarea necesarului de construcţii, stabilirea direcţiilor de bază ale industrializării construcţiilor prin folosirea unor sisteme de construcţii uşoare şi economice şi prin optimizarea folosirii resurselor, întocmirea mai multor variante de rezolvare a problemelor puse şi elaborarea, pe această bază, a propunerilor privind planurile generale în construcţii.

Referatul delegaţiei R.D.G. se ocupă pe larg de problema perfecţionării planificării productivităţii muncii, subliniind faptul că măsurile de îmbunătăţire a planificării ştiinţei şi tehnicii sînt foarte strîns legate de noţiunea de perfecţionare a planificării productivităţii muncii. Datorită acestui fapt, problema constă în aceea că sporirea producţiei de construcţii poate fi realizată în primul rînd prin creşterea productivităţii muncii. Un element deosebit de important în acest domeniu îl reprezintă rezultatele dezvoltării cercetărilor ştiinţifice şi, pentru acest motiv, trebuie fundamentată creşterea productivităţii muncii prin soluţionarea continuă a factorilor componenţi. La baza planificării creşterii productivităţii muncii în construcţii, în R.D.G., a fost pusă rezolvarea unor probleme esenţiale care vor scoate în evidenţă influenţa unor factori cum ar fi ridicarea nivelului tehnic al producţiei şi calităţii producţiei, îmbunătăţirea organizării muncii şi a productivităţii, schimbarea volumului şi structurii producţiei realizate, precum şi schimbarea condiţiilor de dezvoltare a bazei de materii prime sau a factorilor specifici întreprinderilor de construcţii-montaj.

O problemă centrală, tratată amplu în referatul delegaţiei germane este în special aceea a sporirii eficienţei economice şi a cointeresării materiale. Pornind de la directivele planului cincinal în acest domeniu şi avînd în vedere condiţiile concrete politice şi economice ale ramurii construcţii în R.D.G., planul conţine sarcini legate de stimularea colectivelor din întreprinderi în scăderea cheltuielilor la locurile de construcţii, stimularea reducerii duratelor de execuţie, stimularea colectivelor din întreprinderi în adoptarea unor sarcini mai mari în legătură cu creşterea productivităţii muncii.

Au fost luate măsuri şi în direcţia stimulării reducerii duratelor de execuţie. Sistemul complex de reglementare economică constă în folosirea sistemului de planificare şi calcul al producţiei pe baza valorii de întrebuinţare. Ideea fundamentală, constînd în obţinerea de către întreprinderi de economii din reducerea preţului de cost al producţiei prin scurtarea duratei de execuţie a construcţiilor s-a dovedit justă şi a fost confirmată de practică.

În ceea ce priveşte stimularea creşterii productivităţii muncii, pentru a se lărgi iniţiativa în acţiunea dusă pentru îndeplinirea şi depăşirea planurilor, cu începere de la 1 iulie 1972 au fost instituite la întreprinderi fonduri de producţie care alcătuiesc părţi componente ale fondurilor de calcul pentru stimularea întreprinderilor de stat.

Prin constituirea şi folosirea fondurilor de producţie, în R.D.G. s-a urmărit scopul creării condiţiilor de stimulare pentru îndeplinirea şi depăşirea planului pe 1972 şi adoptarea unor sarcini de plan mărite pentru 1973.

● *„Probleme economice ale perfecţionării planificării şi conducerii producţiei de construcţii în R.P.Mongolă“*

Referatul delegaţiei mongole a prezentat aspectele esenţiale privind necesitatea obiectivă a introducerii noului sistem de planificare şi stimulare economică, lucrările pregătitoare şi organizatorice în vederea introducerii noului sistem în organizaţiile de construcţii, unele particularităţi ale realizării reformelor economice în construcţii şi căile pentru perfecţionarea lor.

● *„Direcţii fundamentale ale schimbărilor în sistemul de conducere a construcţiilor în Republica Populară Polonă“*

Direcţiile activităţii de perfecţionare a funcţionării întregii economii naţionale au fost fixate prin hotărîrile congresului al VI-lea al P.M.U.P. De asemenea, s-a hotărît să se ia măsuri pentru perfecţionarea diverselor ramuri ale economiei naţionale, fără a se aştepta schimbări generale.

În domeniul construcţiilor, principalele sarcini sînt :

— scurtarea simţitoare a duratei de execuţie a obiectelor şi aducerea la îndeplinire a programelor de investiţii ;

— asigurarea unui progres tehnic la nivelul tehnicii contemporane al tehnologiei lucrărilor de construcţii şi a unei calităţi superioare a producţiei de construcţii.

Independent de măsurile din domeniul progresului tehnic, se consideră necesar a se crea condiţiile trebuitoare pentru îndeplinirea acestor sarcini pe calea :

— modificărilor corespunzătoare ale formelor organizatorice de conducere ;

— perfecţionărilor funcţionării mecanismului economico-financiar.

După cum se arată în referat, formele organizatorice, precum şi introducerea lor, împreună cu noua tehnologie, vor trebui să devină un factor care să ducă la grăbirea dezvoltării construcţiilor.

Principiul concentrării producţiei şi conducerea noilor unităţi economice trebuie să ducă la crearea rapidă a unor întreprinderi care să fie caracterizate prin volume optime ale producţiei. În R. P. Polonă vor fi constituite combinate de construcţii care să unifice proiectarea, producţia elementelor necesare şi montajul în construcţii de locuinţe şi social-culturale, iar pe viitor şi în domeniul construcţiilor industriale.

O problemă esenţială, care necesită rezolvarea, constă în îmbunătăţirea coordonării lucrărilor pe şantiere. Perfecţionarea în acest domeniu se va face pe calea creşterii rolului antreprenorului general, cum şi pe calea găsirii formelor organizatorice care să intre în responsabilitatea unuia din participanţii la procesul de realizare a investiţiei pentru construcţia întregului obiect.

Modificarea mecanismului economico-financiar trebuie să conducă la dezvoltarea iniţiativelor şi sporirea autonomiei unităţilor economice.

Sporirea eficienţei activităţii economice va duce la obţinerea următoarelor rezultate :

— stabilirea volumului de beneficii, ca indicator de bază împreună cu sarcinile în expresie naturală, pentru aprecierea activităţii şi ca izvor al mijloacelor pentru stimularea întregului colectiv ;

— defalcarea de fonduri separate în cadrul întreprinderii, în funcţie de mărimea beneficiului rezultat.

Fundamental, pentru introducerea noului sistem de conducere a producţiei, va fi rolul pe care îl va avea dezvoltarea multilaterală a informaticii, cum şi introducerea în întreprinderi a unui sistem informaţional şi de conducere perfecţionat. Noul sistem de conducere, pînă la generalizarea lui, se află în curs de experimentare la cîteva întreprinderi.

● *„O nouă etapă în conducerea activităţii de construcţii-montaj în R.S.România“*

Referatul a făcut o prezentare a marelui volum de investiţii din ţara noastră, pentru asigurarea dezvoltării rapide şi multilaterale a întregii economii naţionale, pentru realizarea unei structuri moderne şi pentru creşterea gradului de valorificare a resurselor naturale.

Înfăptuirea unui asemenea volum de lucrări necesită adoptarea unor metode corespunzătoare de conducere şi organizare a execuţiei lucrărilor, fundamentate ştiinţific şi bazate pe tehnica modernă.

Întrucît unul din principalii constructori din ţară este Ministerul Construcţiilor Industriale, referatul a prezentat experienţa ministerului în adoptarea unor metode moderne de conducere a construcţiilor, prin formarea unor mari unităţi teritoriale şi de specialitate, cu activitate integrată, sub formă de trusturi funcţionînd pe principiul gestiunii economice proprii.

S-a arătat în referatul prezentat că Ministerul Construcţiilor Industriale a trecut la proiectarea unui sistem integrat pentru conducerea producţiei (SICOP). Proiectarea sistemului a fost făcută de către Centrul de Organizare şi Cibernetică în Construcţii al ministerului, iar implementarea se face pe subsisteme, urmărindu-se ca integrarea acestora să se realizeze cu începere din 1974.

Aplicarea sistemului presupune atingerea unui grad mare de mecanizare şi automatizare a prelucrării informaţiilor. Sistemul va prelua conducerea activităţilor de planificare, de pregătire şi conducere a execuţiei lucrărilor, de asigurare şi evidenţă a mijloacelor de producţie şi financiar-contabile, fiind alcătuit în consecinţă dintr-o serie de subsisteme, corespunzător activităţilor enumerate.

Referatul prezentat de delegaţia română a subliniat faptul că implementarea sistemului integrat se află în curs şi că primele rezultate obţinute au demonstrat utilitatea lui pe linia îmbunătăţirii activităţii de construcţii.

● *„Perfecţionarea planificării şi stimulării economice în producţia de construcţii din U.R.S.S.“*

Referatul amplu, prezentat de către delegaţia sovietică, a arătat că în U.R.S.S. examinarea noului sistem de conducere a construcţiilor se face acordîndu-se o deosebită importanţă elementelor componente ale acestui sistem, care se află în strînsă corelare şi alcătuiesc împreună mecanismul economic.

Acest mecanism economic cuprinde : sistemul de planificare, sistemul de stimulare economică, sistemul relaţiilor contractuale, sistemul de calcul, raportare şi analizare a activităţii organizaţiilor de construcţii.

Noul sistem de planificare se caracterizează prin schimbarea indicatorilor planului de investiţii capitale şi al producţiei de construcţii, a metodelor pentru elaborarea lor şi a metodologiei de aprobare.

Creşte simţitor rolul planurilor de perspectivă. Planurile anuale de investiţii şi de producţie de construcţii se elaborează numai pe baza planurilor cincinale. Noul sistem de planificare prevede un astfel de sistem de planificare a investiţiilor capitale prin care termenele de realizare a construcţiilor destinate producţiei se elaborează în conformitate cu normele de durate de execuţie a construcţiilor şi devin elemente de plan care nu pot fi schimbate pe întreaga durată de realizare a construcţiilor.

În vederea asigurării unei legături depline a planurilor de investiţii capitale cu alte capitole ale planului economiei naţionale, se prevede elaborarea balanţelor cu capacităţi de producţie, utilaje, materiale şi se determină capacităţile organizaţiilor de construcţii-montaj republicane, regionale şi raionale.

În vederea unei folosiri mai eficiente a investiţiilor şi a grăbirii dării în exploatare a capacităţilor de producţie, în planurile ministerelor se introduc indicatori cu privire la volumul de construcţii neterminate.

Prin noul sistem se lărgesc drepturile organizaţiilor de construcţii-montaj, la nivelul superior întreprinderilor determinîndu-se numai o serie de indicatori limitativi, restul indicatorilor de plan stabilindu-se şi aprobîndu-se în mod independent, de către organizaţiile de construcţii.

În producţia de construcţii, un indicator de bază al planului în noile condiţii îl reprezintă darea în funcţiune a obiectivelor şi indicatorilor de cost a lucrărilor de construcţii-montaj pe obiecte şi pe etape, care se termină în anul planificat şi urmează a fi predate beneficiarului.

Indicatorului care reflectă volumul total al lucrărilor de construcţii-montaj i se atribuie în prezent un rol calitativ diferit de cel dinainte. El devine teoretic şi nu se foloseşte la aprecierea activităţii organizaţiilor de construcţii-montaj.

Un indicator de bază privind eficienţa cheltuielilor în producţia de construcţii devine, în condiţiile noului sistem de planificare, indicatorul care redă beneficiul.

Dintre indicatorii de muncă se aprobă numai fondul anual total de salarii, fără o defalcare pe trimestre.

Într-un mod cu totul nou se realizează relaţiile reciproce cu bugetul, la baza lor fiind plata din fondurile de producţie.

În cadrul indicatorilor care se aprobă de către organele tutelare se află şi indicatorii cu privire la investiţiile capitale proprii, introducerea tehnicii noi şi aprovizionarea tehnico-materială.

În condiţiile noului sistem de planificare, schimbarea indicatorilor de plan se admite numai în funcţie de rezultatele privind realizarea indicatorilor respectivi în anul precedent, şi nu mai tîrziu de 15 februarie a anului de plan respectiv.

Noul sistem de stimulare economică este dirijat înspre sporirea eficienţei activităţii generale de producţie, pe calea stimulării grăbirii dării în funcţiune a producţiei finale de construcţii, cu cheltuielile minime.

Unul din elementele sistemului de stimulare economică este plata din fondurile de producţie.

Se prevede creşterea rolului creditelor în finanţarea construcţiilor capitale şi stimularea producţiei de construcţii. Se desfăşoară experimentarea realizării obiectivelor de construcţii pe seama creditelor.

Noul sistem de planificare a demonstrat o influenţă pozitivă asupra activităţii organizaţiilor de construcţii, a prilejuit intensificarea şi sporirea eficienţei producţiei de construcţii.

În 1970 au trecut la noul sistem 40 de trusturi de construcţii-montaj şi combinate pentru construcţia clădirilor de locuit, în 1971 — 190 organizaţii, iar de la începutul anului 1972 încă 320 astfel de organizaţii. Astfel, în anul 1972 lucrau în noile condiţii de gospodărire economică cca 550 organizaţii de construcţii-montaj. După cum a demonstrat experienţa a doi ani de aplicare a sistemului, indicatorii de dare în funcţiune a capacităţilor de producţie şi obiectivelor au fost peste nivelul indicatorilor medii pentru ministerele constructoare respective.

● *„Sistemul existent de planificare şi conducere a construcţiilor în R.S.Cehoslovacă“*

Referatul prezentat de delegaţia cehoslovacă arată, în partea sa introductivă, stadiul actual al construcţiilor capitale în R.S.C., ocupîndu-se de obiectivele reformei economice în lumina considerentelor congresului al XIV-lea al P.C. Cehoslovac, măsurile luate în vederea consolidării economiei cehoslovace şi — în cadrul ei — a construcţiilor capitale, de politica de investiţii, reglementarea preţurilor şi salariilor în sistemul de conducere, rolul planului în activitatea de planificare, unele rezultate ale constructorilor din R.S.C., obţinute în perioada de desfăşurare a reformelor economice şi realizarea măsurilor de consolidare a economiei.

Referatul a tratat pe larg situaţia construcţiilor în perioada celui de-al V-lea cincinal, subliniind scopul şi problemele ramurii construcţiilor din R.S.C., indicii de calitate, problema capacităţilor (de ramură şi raionale), micşorarea fronturilor de lucru, reducerea duratelor de execuţie, dezvoltarea bazei tehnico-materiale şi a capacităţilor industriei materialelor de construcţii.

În ceea ce priveşte direcţiile fundamentale ale dezvoltării sistemului de conducere a construcţiilor, au fost tratate principalele aspecte. Astfel, în domeniul planificării se prevede ridicarea nivelului ştiinţific şi a gradului de exactitate a planurilor cu ajutorul folosirii metodelor matematice şi a tehnicii de calcul, dezvoltarea prognozării şi a planificării de lungă durată ca bază pentru adoptarea unor soluţii reale şi raţionale, corespunzînd caracterului ciclului de pregătire şi de realizare a producţiei de construcţii etc.

În domeniul aplicării ştiinţei în conducerea construcţiilor, referatul a tratat probleme cum ar fi condiţiile revoluţiei tehnico-ştiinţifice, soluţii complexe şi mod de rezolvare, necesitatea unor abordări multilaterale în conducerea ştiinţifică, cibernetica — direcţie metodologică de bază, crearea unei baze informatice mai diferenţiate şi mai precise sub aspectul nivelurilor şi al funcţiunilor, pentru a se asigura precizia datelor iniţiale de calcul ale planificării şi adoptării soluţiilor, organizarea unei bănci de date care să reprezinte bazele automatizării sistemelor de conducere etc.

În concluzia referatului se arată că scopul îmbunătăţirii conducerii construcţiilor este dezvoltarea intensivă a ramurii, drept parte componentă (subsistem) a economiei naţionale, problemă a cărei rezolvare reprezintă un proces de lungă durată. Ridicarea nivelului conducerii va crea, de asemenea condiţiile necesare pentru aducerea la îndeplinire a programelor complexe de adîncire în continuare şi de perfecţionare şi dezvoltare a întregii economii socialiste a ţărilor membre ale C.A.E.R.

* * *

După prezentarea referatelor de bază în şedinţa plenară au fost organizate trei secţii de lucru :

Secţia I : *Planificarea şi conducerea construcţiilor.* Au fost prezentate în această secţie în total 16 coreferate, consacrate unor probleme de actualitate din ţările membre ale C.A.E.R.

Problemele perfecţionării sistemului de indicatori de plan şi lărgirea legăturilor între planurile economiei naţionale şi planurile întreprinderilor de construcţii au fost tratate în coreferatele delegaţiilor R.P.U., R.D.G., R.S.R., U.R.S.S. şi R.S.C.

O serie de coreferate au fost consacrate problemelor planificării bazei de producţie şi industrializării construcţiilor (coreferatele delegaţiilor R.P.B. şi R.S.R.).

Metodele de planificare în perspectivă, bazate pe folosirea balanţelor dintre ramuri şi a metodelor matematice, au fost studiate în coreferatele delegaţiilor R.D.G. şi R.P.P.

Formele noi de concentrare şi specializare în conducerea construcţiilor au făcut obiectul coreferatelor delegaţiei R.P.P.

Delegaţia U.R.S.S. a prezentat o serie de coreferate care tratau problema folosirii sistemelor automatizate de conducere a construcţiilor.

În coreferatele care au fost susţinute în şedinţele de lucru ale acestei secţii au fost expuse experienţa existentă, rezulatele cercetărilor ştiinţifice, au fost făcute propuneri pentru perfecţionarea sistemului de conducere şi de planificare, au fost menţionate problemele asupra cărora este indicat să se lucreze în viitor. Coreferatele au trezit un interes deosebit printre participanţii la lucrările secţiei, fiind puse numeroase întrebări coreferenţilor, întrebări care au ajutat la lămurirea completă a problemelor tratate. Au avut loc ample discuţii la care au participat specialişti din toate delegaţiile ţărilor membre ale C.A.E.R., tratînd probleme cum ar fi stabilirea capacităţii organizaţiilor de construcţii-montaj, problema normativelor pentru planificarea investiţiilor capitale, probleme legate de funcţionarea sistemului automatizat de conducere, măsurarea productivităţii muncii, rolul stimulărilor directe şi indirecte folosite la planificarea creşterii eficienţei economice şi altele. În timpul discuţiilor au fost făcute propuneri şi considerente care pot prezenta utilitate pentru activitatea viitoare a specialiştilor în domeniile respective.

Delegaţia R.S.R. a prezentat în această secţie două coreferate, şi anume : ,,*Perfecţionarea sistemului de indicatori pentru planificarea şi conducerea construcţiilor*'' (elaborator un colectiv din C.S.P.) şi ,,*Industrializarea construcţiilor de locuinţe şi social-culturale în R.S.R.*'' (elaborator : un colectiv din C.S.E.A.L.).

Secţia II : *Stimularea economică în construcţii.* Au fost prezentate în total 16 coreferate tratînd o serie de probleme importante dintre care menţionăm : forme generale şi speciale de stimulare materială în construcţii, sistem de reglementare a beneficiilor şi sistem de cointeresare materială (stabilirea fondurilor) a organizaţiilor de construcţii, rolul calculelor economice în sistemul de conducere a întreprinderilor de construcţii, experienţa dobîndită în noile condiţii de planificare şi stimulare economică a organizaţiilor de construcţii în diferitele ţări membre ale C.A.E.R. etc.

În cadrul acestei secţii, delegaţia română a prezentat un coreferat : ,,*Sistemul de salarizare şi cointeresare în activitatea de construcţii-montaj în R. S. România*''.

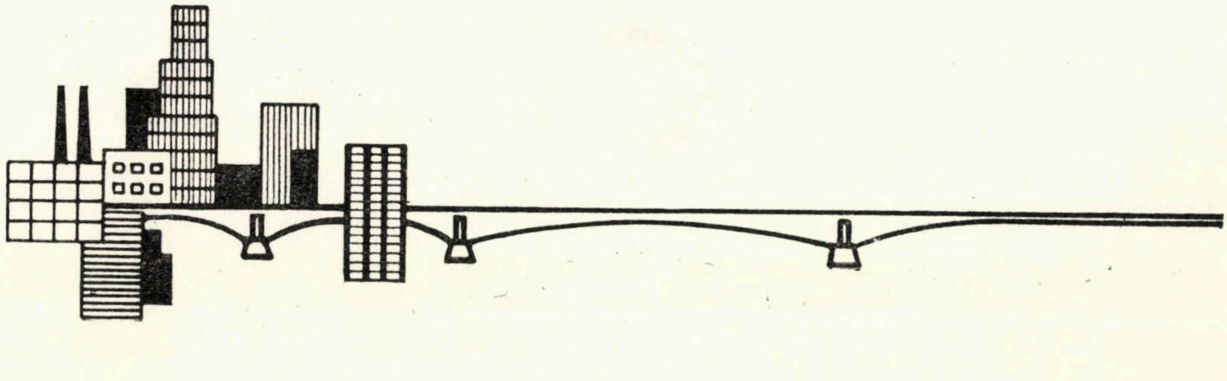
Secţia III : *Formarea preţurilor în construcţii.* Au fost prezentate în total 10 coreferate tratînd o serie de probleme, dintre care menţionăm : problemele metodologice şi economice privind perfecţionarea calculelor pentru determinarea costului obiectelor de construcţii, perfecţionarea formării preţurilor în construcţii şi rolul ei în stimularea progresului tehnico-ştiinţific, direcţii fundamentale privind formarea preţurilor în construcţii, creditarea şi întocmirea calculelor în construcţii în condiţiile noului sistem de planificare şi stimulare economică etc.

În cadrul acestei secţii, delegaţia română a prezentat un coreferat : ,,*Noile direcţii în formarea preţurilor în construcţii în R. S. România*''.

Lucrările simpozionului au prilejuit un preţios schimb de experienţă în problemele perfecţionării metodelor şi formelor de planificare şi conducere economică în construcţii. Au fost evidenţiate concluziile ce se desprind din experienţa acumulată în acest domeniu în ţările membre ale C.A.E.R. şi au fost concretizate căile care pot duce la sporirea eficienţei şi perfecţionării formelor şi metodelor de planificare şi conducere economică în construcţii.

Avînd în vedere rezultatele pozitive la care s-a ajuns, a fost propusă organizarea unui simpozion asemănător, în perioada 1975—1976, în una din ţările membre ale C.A.E.R.

Textele integrale ale referatelor şi coreferatelor prezentate la simpozion vor fi publicate în perioada imediat următoare în Buletinul Comisiei permanente C.A.E.R. pentru construcţii şi vor fi puse la dispoziţie specialiştilor interesaţi în problemele respective.



Din activitatea comisiilor F.I.P.

UTILIZAREA BETONULUI PRECOMPRIMAT LA FUNDAȚII, CADRE ȘI BATIURI DE MAȘINI

În timpul congresului VI al Federației Internaționale a Precomprimării (F.I.P) la Praga, în 1970, s-a considerat utilă crearea unei comisii a F.I.P. care să se ocupe cu utilizarea betonului precomprimat în fundații, cadre și batiuri de mașini. După congres, această comisie a ținut sesiuni de lucru la Londra și la Amsterdam, în 1971.

La aceste sesiuni a reieșit clar că, deși utilizarea precomprimării la asemenea structuri prezintă, teoretic, numeroase avantaje, totuși aplicările practice rămîn încă limitate. În consecință, comisia și-a suspendat temporar activitatea, urmînd însă a se iniția o discuție asupra acestei probleme în cadrul congresului F.I.P. de la New York din 1974.

Președintele comisiei, dr. Thomas Hinckeldey (Dortmund), rezumă după cum urmează situația actuală în acest domeniu de perspectivă a aplicării betonului precomprimat.

La simpozionul ținut în 1964 la Londra s-au prezentat o serie de exemple de utilizare a betonului precomprimat la fundații de mașini și elemente componente (batiuri) pentru prese, laminoare și alte mașini.

Cu cît devin mai mari mașinile și fundațiile lor, cu atît se justifică mai mult utilizarea betonului precomprimat. Condițiile de dezvoltare în acest domeniu sînt în mare măsură similare celor din cazul cuvelor de presiune la reactoare nucleare și al construcțiilor maritime.

Precomprimarea prezintă patru avantaje principale :

1. Betonul precomprimat este mai ieftin decît o structură integral metalică.

2. Betonul precomprimat se poate executa la fața locului și deci se elimină necesitatea unor ateliere speciale și a unor transporturi negabaritice, care deseori condiționează dimensiunile elementelor componente ale structurii.

3. Betonul precomprimat necesită, ca oțel, numai armături trefilate de producție curentă. Piesele mari de oțel turnat necesită, în schimb, turnătorii speciale și, de regulă, dimensiunea lor limită este condiționată de capacitățile de turnare și posibilitatea de tratare termică (detensionare).

4. Betonul precomprimat are o durabilitate mai mare și este mai rigid decît betonul armat obișnuit, ceea ce duce la deformații și săgeți mai reduse.

Se poate afirma, în consecință, că fundațiile preselor de peste 50 000 tf capacitate, precum și ale pompelor și turbinelor de mare putere pot fi realizate economic numai din beton precomprimat.

Utilizarea betonului precomprimat la instalarea mașinilor este totuși mai complicată decît în construcții de clădiri, deoarece dimensiunile elementelor sînt de regulă condiționate de servituți constructive. De asemenea, condițiile speciale de montare și de funcționare ale mașinii pot impune diferite prevederi și restricții speciale.

Trebuie atrasă atenția în particular asupra condițiilor defavorabile de soli-

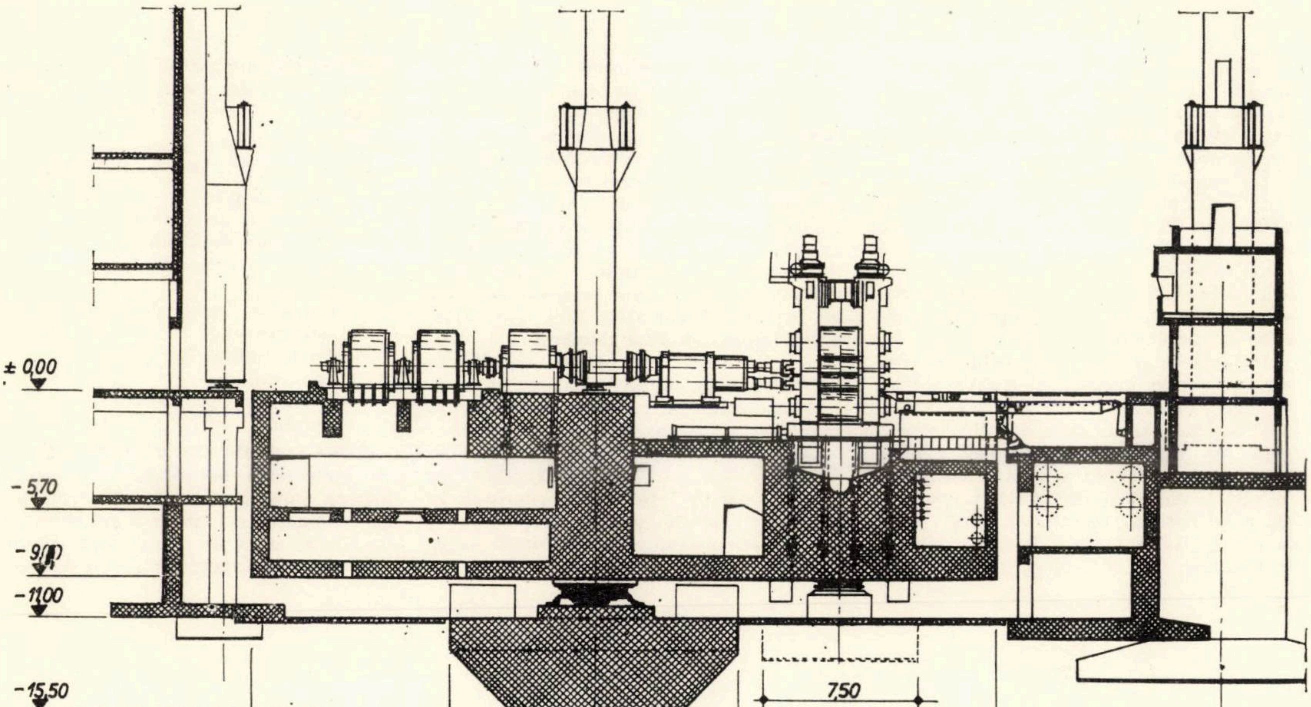


Fig. 1 – Secțiune longitudinală prin laminorul de bandă cu fundație de beton precomprimat

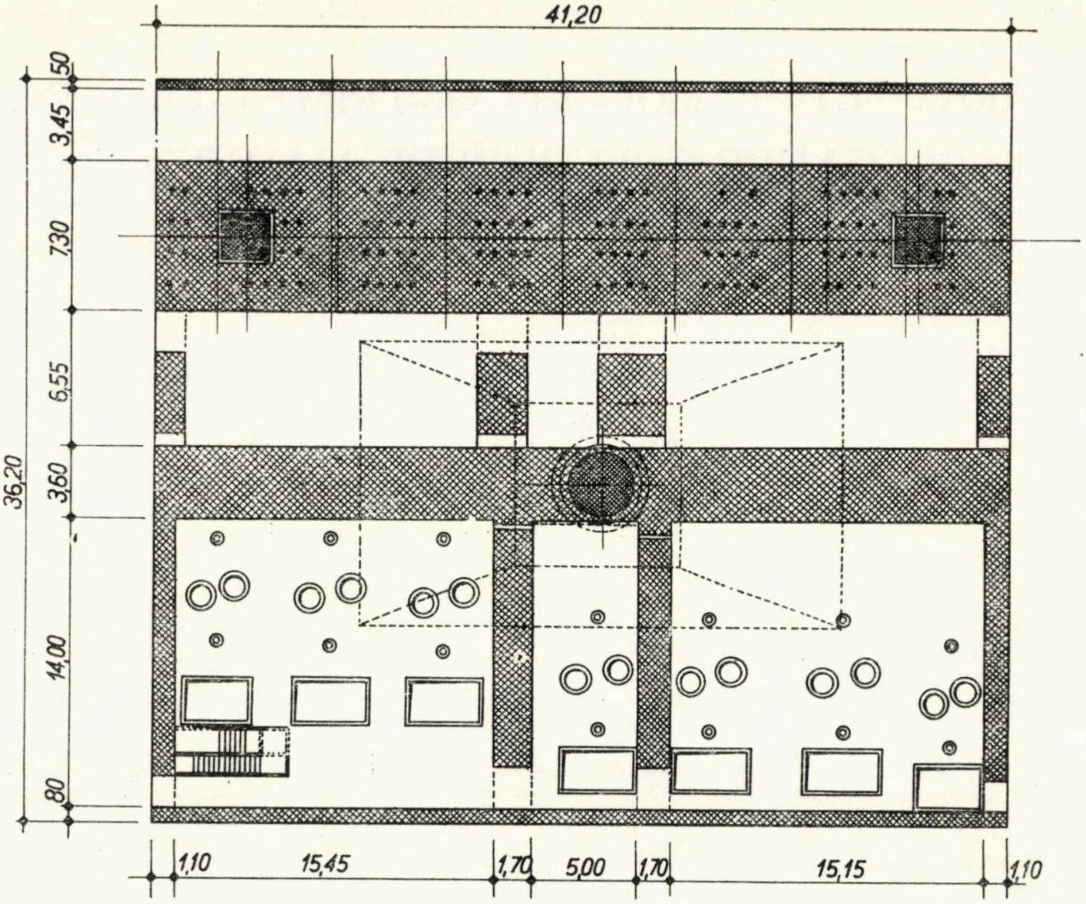


Fig. 2 — Planul fundaţiei, cu indicarea rezemării în trei puncte

citare la oboseală a betonului precomprimat sub eforturi unitare mono-, bisau triaxiale, aplicate în cicluri de frecvenţă ridicată, precum şi a deformaţiilor de curgere lentă rezultante.

În comparaţie cu betonul armat obişnuit, betonul precomprimat, lucrînd fără fisuri, are o capacitate de amortizare mai mică. De aceea, pentru a realiza prin fundare amortizarea necesară la frecvenţe înalte trebuie adoptate forme structurale speciale, cu proprietăţi ridicate de amortizare.

Progresele în acest domeniu vor depinde, în mare măsură, de cooperarea cu inginerii mecanici şi de dezvoltarea de noi maşini şi uzine de mari dimensiuni.

Ca un exemplu caracteristic pentru problemele care pot apărea la asemenea lucrări se dau cîteva detalii despre fundaţia unui laminor la cald de bandă continuă de oţel construit de firma Krupp la Bochum — R.F.G. (fig. 1).

Una dintre principalele condiţii de proiectare a constat în asigurarea posibilităţii de ridicare, coborîre sau deplasare laterală a fundaţiei în ansamblu, în vederea compensării eventualelor deplasări datorite lucrărilor miniere sau tasărilor normale ale terenului.

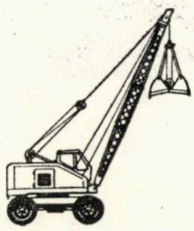
De asemenea, se impune ca, pe întreaga lungime de 32,2 m a liniei de producţie, deformaţia maximă — inclusiv efectul curgerii lente şi al contracţiei — să nu depăşească valoarea de 1 mm. Fundaţia trebuia să aibă domeniul de rezonanţă în afara intervalului de 300 la 1500 cicluri pe minut.

Aceste condiţii puteau fi satisfăcute numai prin utilizarea betonului precomprimat. Fundaţia, avînd dimensiunile de 41,2 × 36,2 × 9,0 m (fig. 2) este rezemată numai în 3 puncte şi cuprinde, în secţiunea casetată, şi toate depozitele şi rezervoarele necesare sistemelor de ungere şi răcire. Momentul încovoietor în fundaţie este comparabil cu cel din grinda podului de beton precomprimat executat în consolă peste Rin, lîngă Koblenz.

Datele tehnice ale construcţiei :

— greutate proprie	19.000 tf
— greutatea utilajului	9.000 tf
— reacţiune maximă pe reazemul articulat central	24.000 tf
— numărul fasciculelor postîntinse	730 buc
— forţa totală de precomprimare	43.000 tf
— moment încovoietor maxim	105.000 tm

Acest exemplu arată largile posibilităţi de aplicare a betonului precomprimat într-un domeniu de mare perspectivă, în care complicatele condiţii constructive şi de calcul oferă un cîmp vast de manifestare pentru ingeniozitatea inginerească.



RECENZII

Gabriel Gheorghe

DISTRIBUŢIA ŞI UTILIZAREA GAZELOR NATURALE

Proiectare şi execuţie

Bucureşti, Editura tehnică, 1973, 566 pag., 163 fig., 116 tabele.

În prefaţa lucrării se arată că România, în care se extrag şi se distribuie actualmente cca 24 miliarde m^3 gaze naturale pe an, ocupă, în acest domeniu, supă SUA, URSS şi Canada, locul patru în lume, iar în ceea ce priveşte puritatea, gazele naturale din ţara noastră se situează pe primul loc. În balanţa energetică a României, gazele naturale acoperă în prezent cca 44% din necesarul de energie.

În aceste condiţii, creşterea eficienţei economice a combustibililor gazoşi, prin ridicarea calitativă a utilizării lor şi reducerea costului instalaţiilor şi a reţelelor, prezintă o mare importanţă pentru economia naţională.

Creşterea eficienţei în domeniul instalaţiilor de distribuţie şi de utilizare a gazelor depinde, în mare măsură, de ridicarea nivelului activităţii de proiectare şi de execuţie, la care un rol important îl are adîncirea şi completarea cunoştinţelor la stadiul ultimelor realizări ştiinţifice şi tehnice din ţară şi din străinătate.

Lucrarea ing. Gabriel Gheorghe răspunde în totul acestui scop, reprezentînd o lucrare completă, deosebit de valoroasă sub aspect teoretic şi documentar, avînd şi un ridicat nivel ştiinţific şi tehnic.

Autorul lucrării, după cum rezultă şi din referinţele bibliografice (16 titluri de lucrări menţionate), este unul din specialiştii cei mai activi din ţară în domeniul cercetării şi proiectării instalaţiilor de distribuţie a gazelor naturale, fiind şi coordonatorul colectivului care a elaborat noul normativ privind proiectarea şi execuţia reţelelor de distribuţie şi a instaţiilor de utilizare a gazelor naturale (I. 6 — 1969).

Lucrarea este împărţită în şaptesprezece capitole, din care numeroase capitole reprezintă o contribuţie originală a autorului în domeniu.

Capitolul 1, *„Generalităţi”* cuprinde o clasificare a gazelor naturale şi aspecte privind importanţa gazelor naturale în balanţa energetică şi industrială şi în proiectarea şi execuţia reţelelor.

În capitolul 2, *„Mărimi, unităţi de măsură, simboluri”*, autorul redă pe larg tabelele unităţilor de măsură din sistemul internaţional, tabele oficializate şi publicate în numeroase acte normative. Apreciem că aceste tabele, într-o formă sintetizată, puteau fi prezentate în anexa lucrării.

În capitolul 3, *„Proprietăţi fizice şi transformări de stare a gazelor”*, se prezintă într-o formă sintetizată, cu numeroase exemple principalele proprietăţi fizice, principalele legi şi principalele transformări de stare ale gazelor.

În capitolul 4, *„Arderea gazelor”*, se tratează pe larg reacţiile de ardere, aprinderea gazelor, bilanţul termic, calculul arderii gazelor combustibile, arderea completă şi incompletă, constanta de echilibru, controlul arderii, explozia gazelor.

Capitolul 5, *„Curgerea gazelor”*, care este unul din capitolele principale ale lucrării, cuprinde, expuse în detaliu, pincipalele probleme teoretice care se pun la curgerea gazelor prin conducte : criteriile de similitudine, regimurile de curgere, deducerea formulelor de calcul, variaţia presiunii în conducte, rezistenţe locale şi curgerea prin orificii.

Conţinutul acestui capitol reprezintă o contribuţie valoroasă a autorului la tratarea şi prezentarea problemelor atît de importante din punct de vedere teoretic, dar şi economic, ale curgerii în conducte. Consideraţiile teoretice, expuse foarte clar, sînt însoţite de numeroase figuri, tabele şi exemple de aplicare.

Deosebit de interesantă este prezentarea problemelor privind „regimurile de curgere” şi ale „valorii rugozităţii”.

Cuprinsul acestui capitol are o deosebită valoare didactică, fiind totodată foarte util în calculul şi dimensionarea reţelelor de gaz.

În capitolul 6, *„Sisteme de alimentare cu gaz”*, se prezintă, într-un spaţiu relativ restrîns, principalele sisteme de distribuţie clasificate în funcţie de presiunile de utilizare, sistemele de distribuţie, instalaţiile de utilizare şi schemele de alimentare cu gaze.

Capitolul 7, *„Dimensionarea conductelor”*, poate fi considerat capitolul de bază al lucrării. Acest capitol cuprinde : stabilirea debitelor de calcul, cu numeroase detalieri pentru diferite categorii de consumuri, comentarii şi date pentru un număr mare de consumatori ; determinarea diametrelor conductelor, cu prezentarea relaţiilor de calcul şi stabilirea diametrelor minime ; comentarea formulelor de calcul folosite în diferite ţări ; instrumentele de calcul pentru conductele de gaze ; desfăşurarea calculului de dimensionare pentru conducte funcţionînd în regim cu volum variabil ; calculul conductelor la solicitări mecanice. Sînt date numeroase tabele şi nomograme pentru calculul conductelor de gaze în regim cu volum variabil, la presiune înaltă, medie şi intermediară, precum şi numeroase exemple.

În capitolul 8, *„Măsurarea debitelor de gaz”*, se prezintă pe larg principiile de măsurare şi contorizare a debitelor de gaz şi se descriu principalele aparate de măsurare. Conţinutul acestui capitol este foarte util şi pentru unităţile de exploatare a instalaţiilor şi reţelelor de gaze.

Capitolul 9, *„Reţelele de distribuţie şi instalaţiile exterioare”*, tratează problemele privind amplasarea şi montarea reţelelor.

În capitolul 10, *„Staţii şi posturi de reglare”*, se prezintă numeroase scheme ale staţiilor de reglare, principalele armături utilizate, precum şi condiţiile de amplasare a staţiilor de reglare.

În capitolul 11, *„Instalaţii interioare”*, se indică principalele condiţii privind introducerea instalaţiilor de gaze în interiorul clădirilor, amplasarea reţelelor interioare, armăturile, aparatele de utilizare şi arzătoarele folosite.

În capitolul 12, *„Materiale şi aparate”*, se prezintă pe scurt principalele materiale utilizate la execuţia instalaţiilor interioare de gaze.

Capitolul 13, *„Execuţia reţelelor şi instalaţiilor”*, tratează următoarele probleme : săparea şanţurilor, executarea lucrărilor de îmbinare şi de sudare a conductelor, montarea conductelor.

În capitolul 14 se tratează problemele privind *„verificarea reţelelor şi instalaţiilor”*, în capitolul 15 problemele *„protecţiei conductelor”*, în capitolul 16 problemele *„măsurilor de protecţie a muncii şi paza contra incendiilor”*, iar în capitolul 17 *„Conţinutul şi întocmirea proiectelor”*.

Poate fiindcă se găseşte la finele lucrării, capitolul *„Protecţia conductelor”*, expunînd şi problemele de coroziune şi de protecţie catodică, a fost tratat mai sumar decît era necesar faţă de importanţa şi actualitatea problemelor respective.

Lucrarea cuprinde şi o amplă *bibliografie* (129 titluri) care facilitează cititorilor consultarea unui număr mare de lucrări de specialitate.

Prin conţinut şi formă de prezentare, lucrarea *„Distribuţia şi utilizarea gazelor naturale”* se adresează unui cerc larg de ingineri şi tehnicieni care lucrează în domeniul proiectării, execuţiei şi exploatării instalaţiilor şi reţelelor de gaze naturale, precum şi studenţilor din Institutul de petrol şi gaze şi din Facultatea de instalaţii.

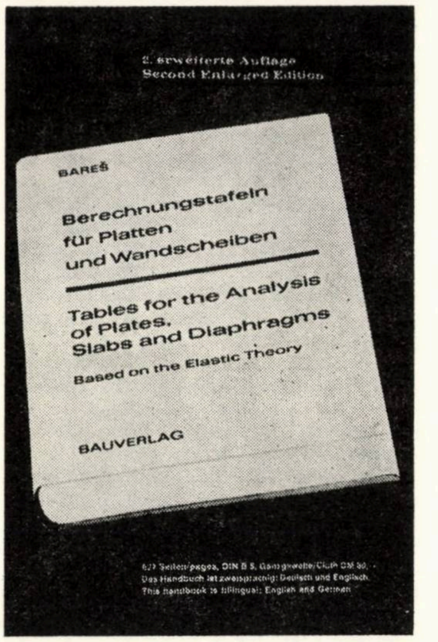
Prin editarea acestei noi lucrări, Editura tehnică a adus o contribuţie importantă la îmbogăţirea literaturii tehnice în domeniul instalaţiilor cu o lucrare de o deosebită valoare teoretică, didactică şi practică.

Ing. **V. Voinescu**
INCERC

Richard Bareš

BERECHNUNGSTAFELN FÜR PLATTEN UND WANDSCHEIBEN
TABLES FOR THE ANALYSIS OF PLATES, SLABS AND DIAPHRAGMS
Tabele de calcul pentru plăci şi grinzi-pereţi

Ediţia II-a lărgită. Wiesbaden + Berlin, Bauverlag, 627 pag.


2. erweiterte Auflage
Second Enlarged Edition
BAREŠ
Berechnungstafeln für Platten und Wandscheiben
Tables for the Analysis of Plates, Slabs and Diaphragms
Based on the Elastic Theory
BAUVERLAG
Das Handbuch ist zweisprachig: Deutsch und Englisch
This handbook is bilingual: English and German

Cartea ing. Richard Bareš, cercetător la Institutul de mecanică teoretică şi aplicată al Academiei Cehoslovace de Ştiinţe din Praga, se prezintă la a doua ediţie bilingvă germană-engleză, după ediţiile în limba cehă şi franceză.

Rapiditatea cu care s-au succedat diferitele ediţii constituie o dovadă a faptului că asemenea lucrări de tabele practice pentru proiectare constituie astăzi o unealtă indispensabilă pentru inginerul care utilizează în mod curent atît plăci solicitate la încovoiere, cît şi pereţi sau diafragme solicitate în planul lor, ca elemente constructive componente în cele mai diverse domenii ale construcţiilor de clădiri, lucrări inginereşti, vapoare, avioane etc. Calculul precis şi rapid al acestor elemente are, în consecinţă, o deosebită importanţă.

Ţinînd seama de interesul pe care această lucrare l-a suscitat pe plan internaţional, considerăm util să prezentăm cititorilor revistei şi ultima ediţie, mult lărgită şi completată, cu toate că versiunea franceză a fost deja recenzată acum cîţiva ani.

Lucrarea cuprinde formule şi tabele pentru calculul plăcilor şi pereţilor, stabilite pe baza teoriei elastice. Materialul se grupează astfel :

— plăci plane izotrope supuse la încovoiere — teoria de ordinul I (deformaţii elastice mici) ;

— plăci plane ortotrope supuse la încovoiere — teoria de ordinul I (deformaţii elastice mici) ;

— plăci plane izotrope supuse la încovoiere — teoria de ordinul II (deformaţii elastice mari şi efectul de membrană) ;

— stabilitatea elastică a plăcilor ;

— vibraţiile proprii ale plăcilor ;

— starea plană de eforturi în pereţi izotropi.

Lucrarea conţine cca 90% tabele pentru aproape toate tipurile de plăci de diverse forme şi cu diferite rezemări, solicitate de cele mai variate cazuri de încărcare.

În acelaşi timp se indică succint modul de deducere a ecuaţiilor diferenţiale şi principalele metode de rezolvare a acestora, precum şi relaţiile practice de calcul care stau la baza alcătuirii tabelelor respective.

Fiecare capitol este precedat de un tablou sinoptic cu schemele tuturor cazurilor de rezemare şi de încărcare, ceea ce uşurează orientarea în tabele. De asemenea, pentru o mai bună înţelegere a modului de utilizare a tabelelor, acestea sînt în majoritatea cazurilor însoţite de exemple de calcul. Acest mod de organizare a materialului permite şi utilizarea independentă a tabelelor din diferitele capitole.

Cel mai larg reprezentată este, desigur, placa pe contur dreptunghiular, analizîndu-se atît cazul curent al plăcii izolate, cît şi cel al plăcilor continue. Deoarece în practica modernă de proiectare apar din ce în ce mai des soluţii cu încărcări, respectiv rezemări punctuale ale plăcilor, în noua ediţie s-a sporit esenţial volumul acestui capitol, completîndu-se în mod corespunzător şi tabelele cu valori de calcul. În acest fel, lucrarea poate fi utilizată şi pentru proiectarea planşeelor pe stîlpi fără capitel, dale liftate şi altele.

Capitolele referitoare la plăci de altă formă — circulară, inelară, sector de cerc, elipsă, triunghiulară, trapezoidală, paralelogram —, deşi mai restrînse, cuprind toate datele necesare pentru calcule curente. Un capitol special este dedicat plăcilor ortotrope cu nervuri dese.

Teoria de ordinul II, calculele de stabilitate şi ale vibraţiilor proprii sînt, de asemenea, prezentate în mod destul de adîncit pentru o lucrare care se adresează unui cerc larg de ingineri.

O noutate absolută o prezintă tabelele pentru calculul radierelor de fundaţii rezemate pe semispaţiul elastic, ceea ce permite un calcul mult mai corect decît în cazul metodelor curente bazate pe coeficientul de tasare.

Ultimul capitol cuprinde relaţii de calcul şi tabele pentru numeroase tipuri şi cazuri de încărcare a pereţilor portanţi solicitaţi în planul lor.

Lucrarea reprezintă cea mai cuprinzătoare colecţie de tabele practice de calcul în domeniul plăcilor şi pereţilor publicată în ultima vreme şi poate constitui, ca atare, un instrument auxiliar de lucru, util, comod şi eficient pentru orice proiectant în construcţii, fapt care explică şi popularitatea de care se bucură astăzi pe plan internaţional.

Revenind la menţiunea cu care se încheia recenzia la versiunea franceză, trebuie din nou amintit că, în limba română, nu dispunem încă de o lucrare de acest gen.

Ing. **Mircea Lupan**

I. V. Strijevski, M. A. Suris, B. L. Reizin

ЗАЩИТА ПОДЗЕМНЫХ ТЕПЛОПРОВОДОВ ОТ КОРРОЗИИ

Protecţia anticorosivă a reţelelor termice subterane

Moscova, Izdatelstvo literaturî po stroitelstvu, 1972. 206 pag., 26 tabele, 65 fig., 82 ref. bibl.

Primul capitol al cărţii analizează diverse moduri de pozare a reţelelor termice subterane, precum şi diverse izolaţii utilizate, din punctul de vedere al comportării la coroziune.

În al doilea capitol se studiază acţiunea corosivă a izolaţiei termice asupra suprafeţei exterioare a conductelor reţelei termice şi factorii care o influenţează, cum ar fi : variaţia umidităţii izolaţiei în funcţie de temperatura exterioară şi, temperatura agentului termic, permeabilitatea la aer a izolaţiei, pH-ul izolaţieia precum şi conductivitatea electrică izolaţiei.

În al treilea capitol se dau legile de bază ale procesului de coroziune electrochimică produs asupra suprafeţei exterioare a oţelului în cazul unor electroliţ neutri sau slab alcalini. Se indică influenţa umidităţii izolaţiei termice, a neomogenităţii acesteia, precum şi acţiunea curenţilor vagabonzi, dîndu-se schema şi metoda de calcul pentru protecţia catodică împotriva coroziunii.

Capitolul patru al lucrării se ocupă de problema determinării pericolului de coroziune a conductelor în funcţie de umiditate, acţiunea chimică a izolaţiei şi a curenţilor vagabonzi, recomandîndu-se metode de măsurare a acestor factori.

Ultimul capitol al cărţii tratează metodele de protecţie anticorosivă a suprafeţei exterioare a conductelor din reţelele termice subterane. Se recomandă diverse metode şi instalaţii de izolare a conductelor, în funcţie de materialul utilizat ca izolant termic, precum şi schemele electrice de protecţie, în funcţie de modul de pozare a reţelei termice (în canale sau direct în pămînt). Lucrarea este finalizată cu indicaţii de proiectare (pentru reţele noi şi pentru reţele existente) şi cu descrierea detaliată a unui laborator mobil de încercări.

Lucrarea interesează pe inginerii şi tehnicienii de instalaţii, care lucrează în domeniul proiectării, execuţiei sau exploatării reţelelor termice, precum şi pe cei specializaţi în materiale de construcţii, coroziune, izolaţii.

Ing. **Sergiu Cruceanu**

Lajos Kollár

STATIK UND STABILITÄT DER SCHALENBOGEN UND SCHALENBALKEN

Statica şi stabilitatea plăcilor subţiri cilindrice şi cu dublă curbură

Budapesta, Akadémiai Kiadó, 1973, 211 pag., 100 fig., 13 tabele

Lajos Kollár
Statik und Stabilität der Schalenbogen und Schalenbalken
AKADÉMIAI KIADÓ, BUDAPEST

Prin „Schalenbalken'', autorul înţelege plăcile subţiri cilindrice sau prizmatice lungi, rezemate la capete pe laturile scurte şi privite ca nişte grinzi avînd secţiunea transversală definită prin curba directoare (respectiv poligonul director) şi prin grosimea plăcii. Se tratează patru tipuri de astfel de secţiuni transversale, şi anume :

— arcul de cerc cu concavitatea în sus ;

— arcul de cerc cu concavitatea în jos ;

— ondula simetrică, cu două puncte de inflexiune ;

— secţiunea în V (denumită obişnuit şi placă subţire cutată).

Prin „Schalenbogen'', autorul înţelege elemente cu aceleaşi patru tipuri de secţiuni transversale ca mai sus, însă a căror axă longitudinală este un arc, deci plăci subţiri cu dublă curbură.

Cele două categorii de plăci subţiri tratate în cadrul lucrării apar deci ca grinzi, respectiv ca arce, cu secţiunile transversale de tipurile enumerate. Aceasta nu înseamnă însă că autorul se rezumă pentru calculul lor la o teorie simplificată de grindă sau de arc, ci foloseşte denumirile adoptate numai pentru a stabili o nomenclatură.

Deşi titlul cărţii cuprinde statica şi stabilitatea acestor elemente, de fapt este vorba numai despre stabilitatea lor. Se analizează diferitele moduri de pierdere a stabilităţii, în planul secţiunii transversale şi în lung, insistîndu-se în special asupra cazului plăcilor subţiri cu dublă curbură (Schalenbogen).

Autorul ţine seama deci şi de deformabilitatea secţiunii transversale, care face ca elementele respective, în cazurile cînd au marginile laterale libere, să se depărteze sensibil de comportarea unor grinzi sau arce obişnuite. Efectul acestei deformabilităţi este luat în considerare prin introducerea unui moment de inerţie convenţional (redus) al secţiunii.

Lucrarea este împărţită în următoarele capitole :

1. Introducere.
2. Analiza stabilităţii în planul secţiunii transversale.
3. Analiza stabilităţii într-un plan perpendicular pe cel al secţiunii transversale.
4. Voalarea plăcilor subţiri cilindrice tubulare supuse la compresiune longitudinală (capitol foarte scurt, care iese de fapt în afara domeniului lucrării).
5. Aplicaţii în practica proiectării.
6. Exemple numerice.
7. Încercări pe modele.
8. Tabele de calcul.

Calculul este în general limitat la domeniul elastic. Se dau şi unele indicaţii privind considerarea influenţelor postelastice, dar acestea păstrează, după părerea noastră, un interes redus, întrucît se referă la corpuri omogen-elastoplastice şi deci nu pot fi considerate ca edificatoare nici măcar cu caracter informativ în cazul obişnuit al plăcilor subţiri din beton armat.

Calitatea principală a lucrării constă în caracterul ei ingineresc, sugestiv, cu numeroase reprezentări grafice, care dau imagini calitative interesante ale influenţei formei secţiunii transversale şi a altor factori asupra stabilităţii elastice a elementelor studiate.

Este vizibil că autorul s-a gîndit în special la elemente prefabricate, şi anume la comportarea acestora înainte de monolitizare, întrucît în toate cazurile marginile laterale (longitudinale) sînt considerate libere, adică elementul este presupus ca izolat. Desigur, aceasta situează de la început plăcile subţiri respective în condiţii de lucru foarte defavorabile, sub aspectul deformabilităţii secţiunii transversale, astfel că rezultatele calculelor prezentate de autor trebuie privite numai în limitele ipotezei admise.

Cartea aduce incontestabil un suflu nou în problema studiului stabilităţii plăcilor curbe subţiri, pe care o abordează la un nivel poate mai puţin general decît alte tratate, dar în schimb mai concret şi de pe o poziţie evident tehnică, inginerească, ceea ce o face deosebit de atractivă pentru cei preocupaţi de calculul şi proiectarea acestui tip de structuri.

Conf. dr. ing. **Radu Agent**

DOCUMENTARE

PILOŢI DIN BETON TURNAT ÎN GĂURI FORATE UTILIZAŢI ÎN U.R.S.S.

Acest tip de piloţi s-a utilizat pentru executarea unor centrale termice, întreprinderi industriale, poduri sau construcţii civile.

La construcţia uzinei de automobile din Kama, piloţii turnaţi în găuri forate s-au utilizat pe scară largă (13 500 buc.) datorită avantajelor tehnico-economice importante faţă de alte soluţii tradiţionale de realizare a fundaţiilor.

În cazul unor fundaţii monolite ar fi fost necesar să se excaveze cca 10 milioane de metri cubi şi cam acelaşi volum de umplutură, ceea ce ar fi necesitat excavatoare cu o capacitate totală a cupelor de 140 m^3*, peste 600 de autobasculante, peste 200 de buldozere şi multe alte utilaje.*

Folosirea fundaţiilor pe piloţi elimină cea mai mare parte a lucrărilor de excavare şi umplere, deoarece groapa se execută cu o adîncime de pînă la 1,5 m, care reprezintă cota inferioară a radierului.

Pentru forarea găurilor necesare turnării piloţilor s-au executat sape de foraj tip SO—600, SO—1000, SO—1200.

Aceste utilaje au o productivitate ridicată, sînt simple şi sigure în exploatare. Spre deosebire de maşinile cu şnec Ø 600, ele sînt mai stabile în funcţionare, sînt dotate cu linguri uşor schimbabile, au un dispozitiv de lărgire cu diametrul de 2,5 m, motoare protejate ermetic, care fac posibilă funcţionarea în apa freatică sau în amestec de apă-argilă.

Abaterile de la axa găurii, realizate cu maşinile SO—600 şi SO—1200 sînt de ±5 cm. Adîncimea de forare se stabileşte în proiect în funcţie de condiţiile de teren şi de capacitatea portantă a piloţilor. Încercarea piloţilor a demonstrat că aceştia au o capacitate portantă de 420—470 tf. La asemenea sarcini, tasarea este de 4—30 mm.

După forarea găurii la adîncimea stabilită, aceasta se verifică şi se emite o aprobare scrisă pentru betonarea ei. Carcasele de armătură sînt coborîte în gaură cu ajutorul unei macarale pentru montaj. După introducerea armăturii se aşază cu macaraua burlanul de protecţie, care protejează partea de sus a găurii împotriva desprinderii pămîntului în timpul betonării.

Burlanul de protecție comunică cu buncărul intermediar de beton, prin care se face alimentarea cu beton, de la autobetonieră.

Deoarece se folosește un beton fluid marca **200**, nu este necesar să fie supus vibrării. Agregatele utilizate au fracțiuni 5—10 și 10—20 mm.

Pentru a evita segregarea și murdărirea betonului cu bucăți de pămînt, introducerea lui se face cu ajutorul a două țevi telescopice cu diametre diferite. Betonarea se face prin metoda ascendentă, ceea ce permite ca particulele mai mici de pămînt căzute să se afle totdeauna la suprafața betonului și să iasă pînă la sfîrșit la extremitatea superioară a pilotului. Capătul pilotului care depășește cota de proiect, avînd, de obicei, o lungime de 10—20 cm, se retează cu perforatoarele la cîteva zile după turnare.

În timpul iernii, găurile se forează încălzindu-se electric stratul înghețat. După betonare, în centrul pilotului, la o adîncime de 1,0—1,5 m se introduce un electrod și betonul este încălzit cu curent electric.

După betonarea piloților, brigăzi complexe, care cuprind 40—50 de oameni, execută lucrările pregătitoare de turnare a radierelor, armarea lor, cofrarea și turnarea radierelor, încălzirea electrică a betonului turnat.

Cantitatea maximă de piloți turnați într-o zi a fost de 80 buc., iar de radiere 17—20 bucăți. La aceste lucrări au participat aproximativ 600 de muncitori.

S-au turnat 800—1 000 m^3 de beton în 24 de ore (3 schimburi). La un pilot cu diametrul 600—1 200 mm se toarnă 10 m^3 de beton și la un radier 5—15 m^3.

Pentru betonarea radierelor pe timp călduros s-au folosit cofraje metalice și cofraje de lemn sau combinate în timpul iernii.

Pămîntul scos prin forarea găurilor (cca 800 m^3 la 50 de găuri) s-a evacuat cu autobasculante, încărcarea acestora făcîndu-se cu excavatoare de capacitate mică.

Datorită îmbunătățirilor permanente introduse în tehnologia de execuție a piloților, s-a ajuns ca o mașină de forat să execute 6—8 găuri într-un schimb, față de 3—4 la început.

Metoda descrisă mai sus de turnare a piloților în găuri forate se referă la terenuri argiloase.

Pentru terenuri nisipoase s-a utilizat metoda forării și turnării piloților sub un amestec de bentonită. Încercările au arătat că acești piloți au o capacitate portantă mare (470 tf) la o tasare de 30 mm.

Pe măsura forării, gaura se umple cu acest amestec, sapa de foraj lucrează înecată, iar pereții găurii nu se dărîmă datorită presiunii exercitate de soluția de bentonită.

Armătura se așază direct în soluția de bentonită, iar betonarea se face prin metoda arătată mai sus. Soluția de bentonită este pompată pe jgheaburi în niște vase, pe măsura betonării, de unde este pompată în alte găuri.

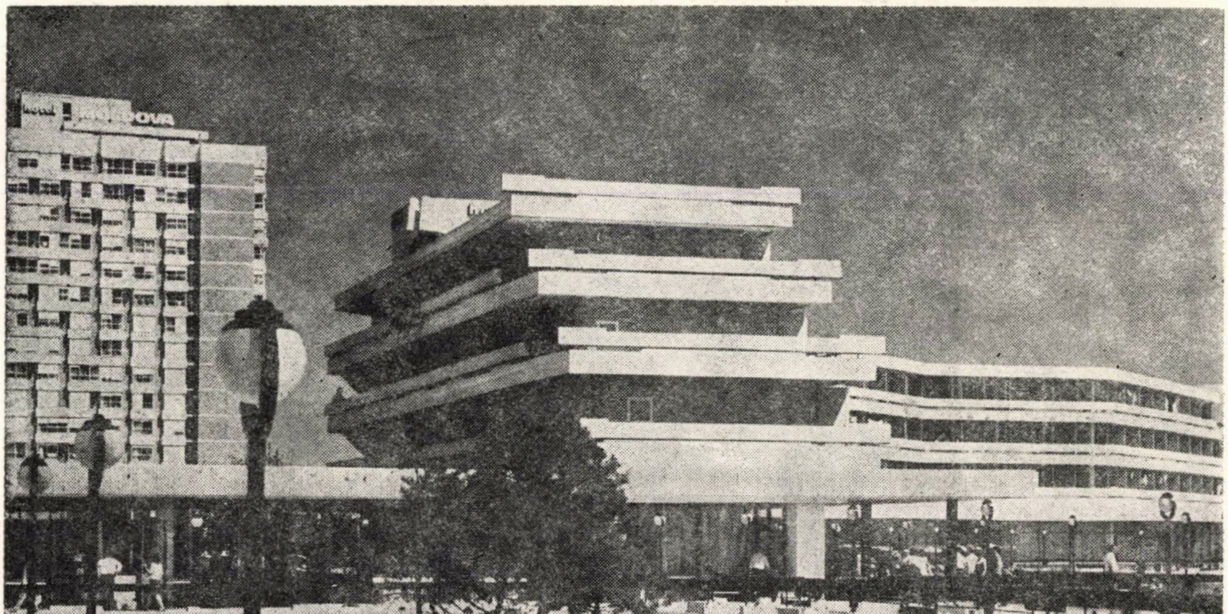
CONCLUZII

— Fundațiile cu piloți turnați în găuri forate sînt economice (costuri cu 15% mai mici) și se execută într-o perioadă mai scurtă.

— Pentru diferite condiții de teren trebuie aplicate tehnologii concrete de execuție a acestor fundații.

— Necesită agregate speciale de forare a găurilor.

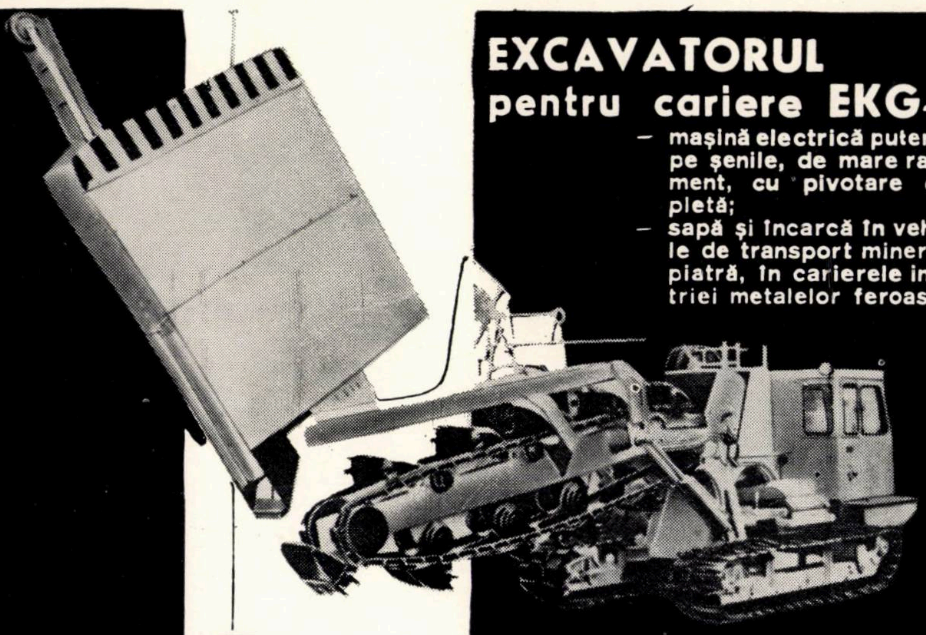
După **Mehanizația stroitelstvo** (U.R.S.S.)
nr. 11/1972



Perlele litoralului românesc: Stațiunea Olimp. Vedere parțială

MACHINOEXPORT

☎ 147-15-42 ✉ SSSR MOSKVA 117330 7207 MOSKVA V-330



EXCAVATORUL
pentru cariere EKG-81

- mașină electrică puternică pe șenile, de mare randament, cu pivotare completă;
- sapă și încarcă în vehicule de transport minereu și piatră, în carierele industriei metalelor feroase și neferoase, în minele de cărbune și în industria materialelor de construcții;
- este dotat cu o cupă de 8 m^3 pentru solurile grele;
- are o rază de lucru de 18,34 m pentru o înălțime maximă de 13,16 m

EXCAVATORUL
de drenaj ETC-202 A

- sapă tranșee de 230 cm adîncime și de 50 cm lățime, cu viteze de 15 la 590 m/oră și pozează simultan conducte de ceramică sau material plastic;
- utilizat la săparea tranșeelor sub fundații continue de construcții, canalizări, la instalarea cablurilor de telecomunicații și electrice.

PUBLICOM

ENGINEERING
Studien, Planung
Dienstleistungen
Bauten
Montage
Installationen

ARCOM

Calea Victoriei 91 – 93
Fernruf: 14 98 33
Drahtanschrift: ARCOM – Bukarest
Fernschreiber: 490
ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCȚII-MONTAJ
RUMÄNISCHES UNTERNEHMEN
FÜR BAU- UND MONTAGEARBEITEN

Taxele poștale plătite în numerar pentru anul 1973, conform aprobării D.P.D.P. nr. 137/578/1973

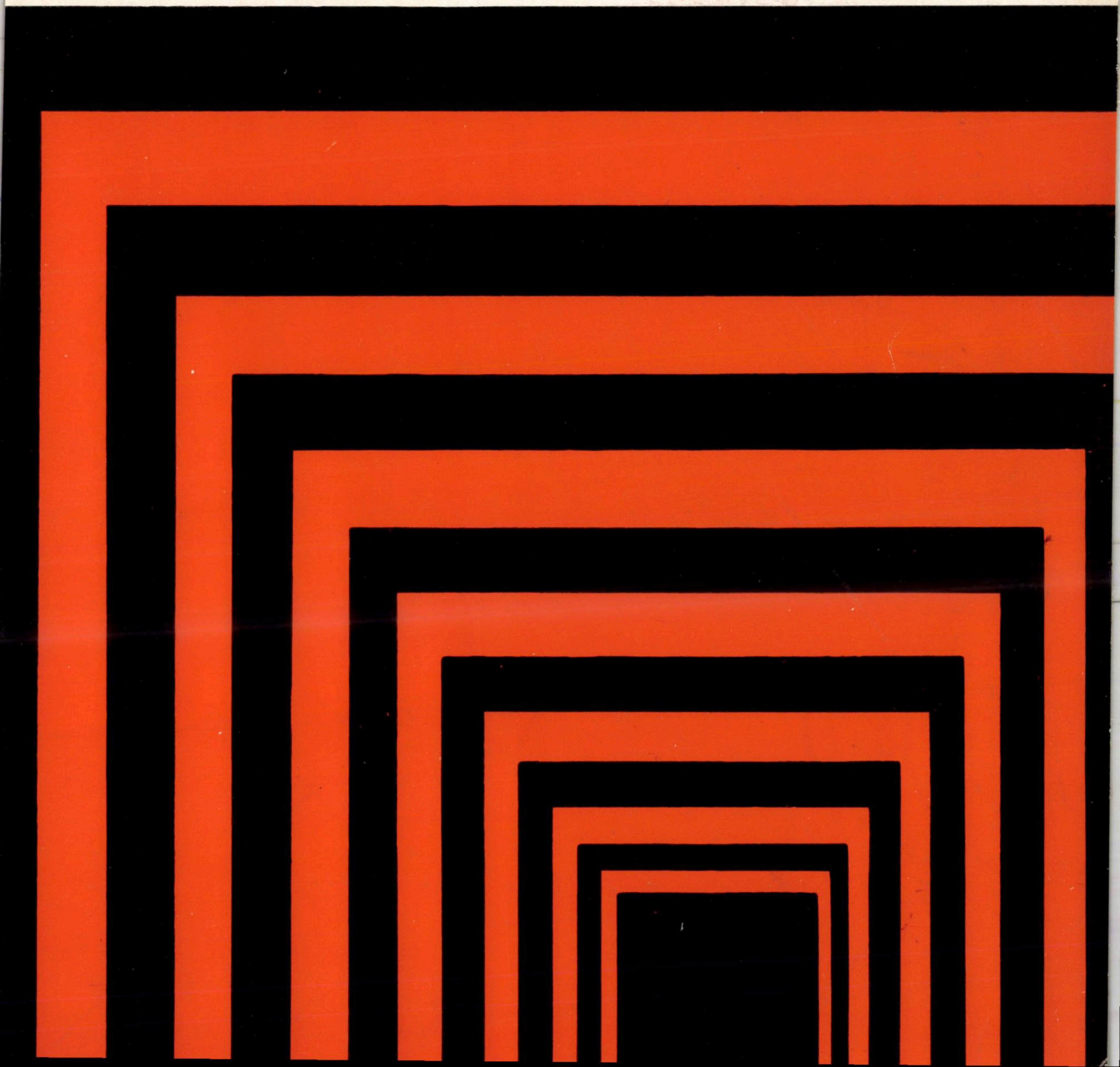
E1688

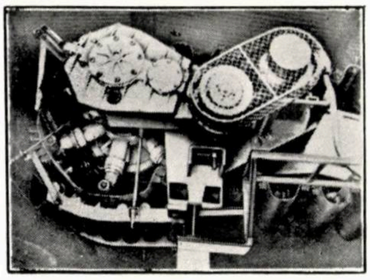
R

CONSTRUCȚII

REFERÁLVA

8 □ 1973





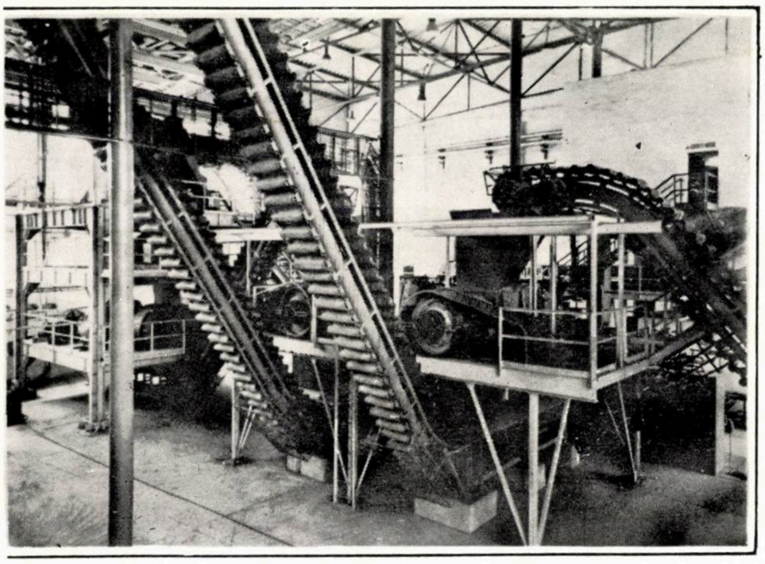
ECONOMIE DE SPAŢIU

se realizează cu această instalaţie pentru prepararea materiei brute într-o fabrică de cărămizi din Cehoslovacia. Instalaţia constă din două linii tehnologice paralele, care funcţionează alternativ, avînd fiecare o producţie de 30 t/h.

Instalaţia impresionează de la prima vedere prin structura unică, autoportantă, a conveierului.

Conveierele tip SD cu pantă repede

facilitează, printr-o înclinare într-un unghi neobişnuit de mare (45° la 60°), o exploatare mai economică a spaţiului de lucru—cu peste o treime faţă de conveierele clasice.



Cel mai interesant este însă principiul de funcţionare a instalaţiei. Materialul este transportat în buzunarele formate din faldurile benzii transportoare. La punctul de descărcare, banda se întinde şi faldurile dispar, banda fiind curăţată, în acelaşi timp, printr-un dispozitiv brevetat, simplu dar foarte eficace. Aceasta prezintă un mare avantaj cînd se lucrează cu materiale aderente.

Proiectanţii noştri ştiu cum să pună în practică cu promptitudine orice noutate tehnică. Iată de ce toate instalaţiile complete, liniile tehnologice de producţie ca şi utilajele separate, livrate de Pragoinvest pentru industria cărămizilor, sînt totdeauna în fruntea progresului industrial contemporan.

PRODUCĂTOR:

PŘEROV MACHINERY

EXPORTATOR:

pragoinvest

Praga 9, Ceskomoravska 23
CEHOSLOVACIA

PUBLICOM

CONSTRUCȚII

Nr. 8/1973
ANUL XXV

CUPRINS

Prof. dr. doc. ing. Cristea MATEESCU, conf. dr. ing. Hristache POPESCU

Studiul experimental al aglomerărilor de zăpadă pe modele de construcții 1 R

Prof. dr. tehn. Troels BRØNDUM – NIELSEN

Proiectarea optimă a plăcilor plane și a plăcilor curbe subțiri din beton armat 10 R

Ing. Voicu MAGER, ing. Emil LERNER, ing. Ioji IOSUB

Solicitări seismice la clădiri înalte 17 C

Ing. Ioan T. ȘTEFĂNESCU

Exemplu practic de alegere a soluțiilor constructive optime în proiectare cu ajutorul indicilor tehnico-economici 25 R

Ing. Valentin POPESCU

Abace pentru calculul forței tăietoare preluate de etrieri și beton 35 C

Conf. ing. Antonie TRELEA

Aspecte privind tehnologia betoanelor compacte cu agregate ușoare. Stabilirea compoziției (II) 41 C

RECENZII

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACŢIE:

Ing. EMILIAN BAICULESCU

Acad. prof. ing. ŞTEFAN BĂLAN

Acad. prof. ing. AUREL BELEŞ

Ing. TRAIAN BIGAN

Ing. CĂLIN DAN

Prof. ing. RĂDUCANU CIOROIU

Prof. dr. ing. DAN F. DUMITRESCU

Ing. VASILE DUMITRESCU

Ing. DINU ELIADE

Dr. ing. IOAN FĂCĂOARU

Prof. dr. ing. VIRGIL FOCŞA

Ing. DAN GHIŢESCU

Ing. MIRCEA IATAN

Ing. PANAIT IONESCU

Ing. NICOLAE LASZLO

Prof. ing. DAN MATEESCU

Ing. HERCULE MĂNESCU

Prof. ing. MIRCEA MIHAILESCU

Ing. ION NEAGU

Ing. RADU NEGRU

Ing. DINU NICULESCU

Ing. TUDOR PATELLI

Ing. MIRCEA POPOVICI

Ing. MIHAI RAMBA

Ing. ŞTEFAN RĂDVAN

Ing. MIRCEA SIMNICEANU

Prof. ing. ION STĂNCULESCU

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU

Ing. ADRIAN STĂNESCU

Ing. ARA TACORIAN

Ing. I. TORINGHIBEL

Ing. ION VASILESCU

Ing. MIRCEA VERNESCU

Ing. PETRU VERNESCU

REDACTOR RESPONSABIL:

Ing. MIRCEA LUPAN

EDITOR:

CENTRUL DE DOCUMENTARE
PENTRU CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ
ŞI SISTEMATIZARE

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuţa poştală nr. 2980. Of. poştal 22, Telefon : 16 49 14

ŞEFUL REDACŢIEI: *Alexandru Ţînţăreanu*

REDACTORUL EDIŢIEI: *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACŢIE: *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I.P. Informaţia — str. Brezoianu nr. 23 — Bucureşti

ABSTRACTS

C. MATEESCU, H. POPESCU : Experimental study of snow heaping up on building models

This is the continuation of the paper bearing the same title which has been published in No. 8/1972 of the journal, and shows the areas and the heaping up indices of the snow on the roofs of some buildings experimentally obtained on models, depending on the wind various directions.

T. BRØNDUM-NIELSEN : Optimum design of reinforced concrete shells and slabs

In this paper a method is presented for optimizing the reinforcement required to resist arbitrary internal forces in reinforced concrete shells. As the suggested design principles are applicable to shells of arbitrary shape, including slabs, subjected to all types of loading, the method has a general character, The procedure also indicates whether the thickness and strength of the concrete shell sufficient to ensure a statically admissible stress field in the shell. The internal forces include normal and shear forces and bending and twisting moments. The design criteria correspond to the ultimate limit state.

V. MAGER, E. LERNER, I. IOSUB : Seismic stresses with high buildings

The paper shows some aspects in connection with the interworking of full membranes, cavity-provided membranes and frames forming some high reinforced concrete structures that are seismically stressed.

These aspects have been shown in detail for a structure of ground-floor + 24 floors calculated for three types of vibration by means of a proper program for medium electronic computers.

I. T. ŞTEFĂNESCU : Practical example for selecting the best building solutions when designing, by means of the technical and economic factors

The best building solutions are determined on the basis of sequential graphs pursuing the following indicators : low cement and metal consumption, reduced labour on site and reduced cost price.

Important savings are obtained with this procedure as compared to the most unfavourable solutions.

V. POPESCU : Charts for calculating the shearing force which is taken over by cross-ties and concrete

The paper shows charts for determining the shearing force which is taken over by cross-ties and concrete for some usual beam widths.

A calculation chart is also exhibited that may be used for all beam dimensions for any type of concrete and of cross-tie·

A. TRELEA : Aspects regarding the technology of concretes with light aggregates. Determining the composition (II)

This paper represents the second part of the paper bearing the same title published in No. 7/1973 of the journal and demonstrates a method for determining the composition of light aggregate concretes, which method consists in determining the ,,basic composition'' wherefrom there results, by applying some corrections, the ,,derivated compositions''.

RÉSUMÉS

C. MATEESCU, H. POPESCU : Etude expérimentale des agglomérations de neige sur les modèles de constructions

Cet article est la continuation de celui portant le même titre paru dans le No. 8/1972 de la revue, et on y présente les zones et les indices d'agglomération de la neige sur les toits des constructions, obtenus expérimentalement sur des modèles, en fonction des directions différentes du vent.

T. BRØNDUM—NIELSEN: Les meilleures solutions pour le projet des carcasses et des dales en béton armé

On présente en cet article une méthode pour l'optimisation du renforcement nécessaire pour résister aux forces intérieurs arbitraires des carcasses en béton armé. Comme les principes suggérés pour le projet s'appliquent aux carcasses d'une forme arbitraire, y compris les dales, soumises à toutes sortes de charges, la méthode a un caractère général. Le procédé indique aussi si l'épaisseur et la résistance de la carcasse en béton sont suffisantes pour assurer un champ de tensions admissibles du point de vue statique dans la carcasse. Les forces intérieures comportent les forces normales, les efforts tranchants et les moments de flexion et de torsion. Les critères pour effectuer le projet correspondent à l'état limite fondamental.

V. MAGER, E. LERNER, I. IOSUB : Sollicitations séismiques des hautes constructions

L'article présente certains aspects concernant la contribution des diaphragmes pleins, des diaphragmes à cavités et des cadres qui forment des structures hautes en béton armé quand ils sont sollicités à des charges séismiques.

Ces aspects ont été présentés en détail pour une structure à parterre + 24 étages, calculée pour trois types de vibrations à l'aide d'un programme propre pour les calculateurs électroniques moyens.

I. T. ŞTEFĂNESCU : Exemple pratique pour choisir les meilleures solutions constructives au moyen des facteurs technico-économiques en effectuant des projets

La détermination des meilleures solutions constructives est effectuée en se basant sur les graphes séquentiels pour les indicateurs suivants : consommation réduite de ciment, de métal, de manoeuvre au chantier et prix de revient réduit. Par ce procédé on obtient des économies importantes en comparaison avec les solutions les plus défavorables.

A. TRELEA : Considérations sur la technologie des bétons à agrégats légers. Détermination de la composition (II)

Cet article représente la seconde partie de l'article ayant le même titre, paru dans le No. 7/1973 de la revue, et il présente une méthode pour déterminer la composition des bétons à agrégats légers, méthode qui consiste à déterminer une ,,composition de base'' d'où il résulte, en appliquant quelques corrections, les ,,compositions dérivées''.

V. POPESCU : Abaques pour le calcul de l'effort tranchant transmis aux étriers et au béton

L'article présente des abaques pour déterminer l'effort tranchant transmis aux étriers et au béton pour quelques largeurs usuelles de poutres.

On présente aussi un abaque de calcul qu'on peut utiliser pour n'importe quelle dimension de la poutre, pour tous les types de bétons et d'étriers.

ZUSAMMENFASSUNGEN

C. MATEESCU, H. POPESCU : Experimentelles Studium der Schneeanhäufungen auf Baumodellen

Dies ist die Fortsetzung des unter dem gleichen Titel in Nr. 8/1972 unserer Zeitschrift erschienenen Artikels, in dem die Schneeanhäufungszonen und-kennzahlen auf den Dächern von experimentell auf Modellen hergestellten Bauten für verschiedene Windrichtungen erhalten wurden.

T. BRØNDUM-NIELSEN : Die günstigsten Lösungen für die Entwürfe der Kästen und Platten aus Stahlbeton

Im vorliegenden Beitrag wird eine Methode zur Optimierung der Bewehrung besprochen, welche dazu nötig ist, um den beliebigen Innenkräften der Stahlbetonkästen und -platten widerstehen zu können. Da die für den Entwurf vorgeschlagenen Grundlagen auf Kästen einer beliebiger Form, als auch auf Platten anwendbar sind, weist die Methode einen allgemeinen Charakter auf. Das Verfahren gibt desgleichen an, ob die Stärke und die Festigkeit des Betonkastens ausreichen, um ein vom statischen Gesichtspunkt im Kasten zulässiges Spannungsfeld zu gewährleisten. Die Innenkräfte enthalten die Normalkräfte, die Scherkräfte und die Biege- und Verdrehungsmomente. Die Kriterien zur Ausführung des Entwurfes entsprechen dem Grundgrenzzustand.

V. MAGER, E. LERNER, I. IOSUB : Seismische Beanspruchungen eines Hochgebäudes

Im Beitrag werden einige Fragen im Zusammenhang mit dem Zusammenwirken der vollen Scheiben, der Lochscheiben und der Rahmen besprochen, welche Bestandteile von hohen Stahlbetontragwerken und seismischen Beanspruchungen ausgesetzt sind.

Diese Fragen wurden ausführlich für ein Tragwerk Parterre +24 Stockwerke besprochen, welches bei drei Schwingungsarten über ein für die mittleren Elektronenrechner aufgestelltes eigenes Programm berechnet wurde.

I. T. ŞTEFĂNESCU ; Praktisches Beispiel zur Wahl der günstigsten baulichen Lösungen beim Entwurf, durch Anwendung der technisch-ökonomischen Kennziffern

Die Bestimmung der günstigsten baulichen Lösungen erfolgt auf Grund der sekventiellen Graphen, wobei die Kennziffern verringerter Zement- und Stahlverbrauch, geringerer Handarbeitsaufwand auf der Baustelle und geringerer Selbstkostenpreis verfolgt werden.

Durch Anwendung dieses Verfahrens können bedeutende Einsparungen gegenüber den ungünstigsten Lösungen erzielt werden.

V. POPESCU : Abaken zur Berechnung der von den Bügeln und vom Beton übernommenen Scherkraft

Im Beitrag werden Abaken zur Bestimmung der von den Bügeln und vom Beton übernommenen Scherkraft für einige übliche Trägerbreiten besprochen.

Es wird desgleichen ein Rechenabakus beschrieben, welches für beliebige Trägerabmessungen, Betone und Bügel verwendet werden kann.

A. TRELEA : Fragen der Betontechnologie mit leichten Zuschlag-stoffen. Die Zusammensetzungsfestlegung (II)

Dieser Beitrag ist der zweite Teil des Artikels welcher unter denselben Titel in Nr. 7/1973 unserer Zeitschrift erschienen ist und in welchem eine Methode zur Bestimmung der Betonzusammensetzung mit leichten Zuschlagstoffen besprochen wird, die in der Bestimmung einer „Grundzusammensetzung" besteht, aus welcher sich die „abgeleiteten Zusammensetzungen", durch Anwendung einer Korrektion ergeben.

СОДЕРЖАНИЕ

К. МАТЕЕСКУ, Х. ПОПЕСКУ: Опытное исследование снеговых накоплений на моделях сооружений

Эта статья является продолжением статьи, опубликованной под вышеуказанным наименованием в номере 8/1972 журнала, где показаны зоны и показатели накопления снега на крышах сооружений, полученных экспериментально на моделях, в зависимости от разных направлений ветра.

Т. БРОНДУМ-НИЛЬСЕН: Оптимальное проектирование плоских плит и тонких кривых плит из железобетона

В статье изучается оптимальное проектирование железобетонных тонких кривых плит, любой формы, подвергаемые любым заданным нагрузкам. Так, предлагаемый метод носит общий характер, но он может быть также применен в конкретных случаях и для тонких призматических плит, для плит и перекрытий. Внутренние усилия включают нормальные усилия, скользящие усилия, изгибающие моменты и крутящие моменты Представленный метод является методом расчета на разрыв.

В. МАГЕР, Е. ЛЕРНЕР, И. ИОСУБ: Сейсмические нагрузки высотных зданий

Статья описывает некоторые аспекты, связанные со совместной работой сплошных диафрагм, пустотелых диафрагм и рам, являющихся составными частями высотной несущей железобетонной системы, работающей на сейсмические нагрузки.

Эти аспекты были подробно представлены для 25-ти этажной несущей системы, расчитанной тремя способами вибрации при помощи собственной программы для средних ЭВМ.

И. Т. ШТЕФЭНЕСКУ: Практический пример выбора оптимальных в проектировании строительных решений при помощи технико-экономических показателей

Определение оптимальных строительных решений осуществляется на основе секвенциальных графов, приследуя следующие показатели: пониженный расход цемента, металла, рабочей силы, а также уменьшение себестоимости.

Этим способом получаются значительные экономии по сравнению с наиболее неблагоприятными решениями.

В. ПОПЕСКУ: Абаки для расчета срезывающих сил, воспринимаемых хомутами и бетоном

Статья представляет абаки для определения срезывающих сил, воспринимаемых хомутами и бетоном для нескольких ширин обычно применяемых балок.

Показана также абака расчета, которая может быть использована для разных размеров балки, а также для любых хомутов и бетонов.

А. ТРЕЛЯ: Аспекты касающиеся технологии бетонов с легкими заполнителями. Определение состава (II)

Эта статья представляет вторую часть статьи, опубликованной под вышеуказанным названием в номере 7/1973 журнала. В ней описан метод определения составов бетонов с легкими заполнителями, метод состоящий из определения ,,основного состава'', из которого приведением далее некоторых поправок получаются ,,производные составы''.

CZ 624.042.42.001.57

STUDIUL EXPERIMENTAL AL AGLOMERĂRILOR DE ZĂPADĂ PE MODELE DE CONSTRUCŢII*

Prof. dr. doc. ing. **CRISTEA MATEESCU**
Membru corespondent al Academiei R.S.R.

Conf. dr. ing. **HRISTACHE POPESCU**
Institutul de construcţii — Bucureşti

Pentru stabilirea cît mai reală a sarcinilor din zăpadă trebuie să cunoaştem zonele şi indicii de aglomerare ai zăpezii, care sînt de forme şi valori diferite, în funcţie de forma construcţiei şi direcţia vîntului. În acest sens, metoda teoretică-experimentală de evaluare a aglomerărilor de zăpadă folosită pînă acum de autori şi expusă în lucrări anterioare este util să fie extinsă la cît mai multe tipuri de construcţii pentru a avea un tablou — cel puţin cu ajutorul laboratorului — cît mai complet al posibilităţilor de aglomerare. Aceasta, deoarece încărcarea excepţională cu zăpadă aglomerată prin viscolire, depăşind valorile prevăzute în standarde, a provocat avarii şi accidente în mai multe ţări şi reclamă observarea mai atentă a fenomenelor din natură.

Pentru experienţele efectuate s-a admis :

— scara modelelor : 1/100 (vezi fig. 1, 11, 15, 19 — dimensiuni în cm) ;

— stratul uniform de similizăpadă în faza zero, $Z_0 = 5$ mm ;

— viteza medie a vîntului în faza 1 (pînă la formarea unei zone de aglomerare de grosime maximă) $V_1 = 2{,}25$ m/s ; în faza 2 (la creşteri mici peste aceste viteze similizăpada e complet spulberată), $V_2 = 3{,}00$ m/s.

Indicii de aglomerare, adică raportul unei grosimi de similizăpadă aglomerată Z faţă de grosimea medie iniţială Z_0 de similizăpadă căzută liniştit pe model, sînt :

— **Indicele de aglomerare pe suprafaţă (mediu) :**

$$a_s = \frac{\frac{\Sigma Z_p}{n}}{Z_0}$$

în care :

Z_p — grosimea de similizăpadă într-un punct de pe suprafaţă ;

n — numărul punctelor determinate.

— **Indicele de aglomerare punctual (local) mediu :**

$$a_p = \frac{Z_{p\,\max}}{Z_0}$$

în care :

$Z_{p\,\max}$ — grosimea de similizăpadă aglomerată maximă.

— **Indicele de aglomerare liniar (mediu) :**

$$a_l = \frac{\frac{\Sigma Z_l}{n}}{Z_0}$$

în care :

Z_l — grosimea de similizăpadă în puncte situate pe o linie.

Releveele, în secţiune transversală, sînt în axa modelelor.

Poziţiile modelului în tunelul aerodinamic, în raport cu direcţia vîntului, sînt :

I. Modelul cu lungimea l, egală cu lăţimea tunelului B, perpendiculară pe direcţia vîntului.

II. Modelul cu $l = \frac{B}{2}$, la marginea tunelului, perpendiculară pe direcţia vîntului.

---

* *Continuarea lucrării „Studiul experimental al aglomerărilor de zăpadă pe modele de construcţii"*, Construcţii, nr. 8/1972.

III. Modelul cu $l = \frac{B}{2}$, în axa tunelului, perpendiculară pe direcţia vîntului.

IV. Modelul cu lăţimea L, în axa tunelului, perpendiculară pe direcţia vîntului.

V. Modelul cu lungimea l înclinată cu 45° faţă de direcţia vîntului.

1. HALĂ INDUSTRIALĂ CU ACOPERIŞ ALCĂTUIT DIN PLĂCI CURBE CILINDRICE NESIMETRICE DE TIP ŞED (fig. 1, 2)

Experienţa 1

Poziţia I. Modelul de lungime l egală cu lăţimea tunelului, perpendiculară pe direcţia vîntului.

Faza 1, în momentul formării unor aglomerări la viteze moderate (pînă la formarea unei zone de aglomerare de grosime maximă).

Experienţa 6

Poziţia IV. Modelul cu lăţimea L, în axa tunelului, perpendiculară pe direcţia vîntului.

Faza 2 (fig. 9)

Experienţa 7

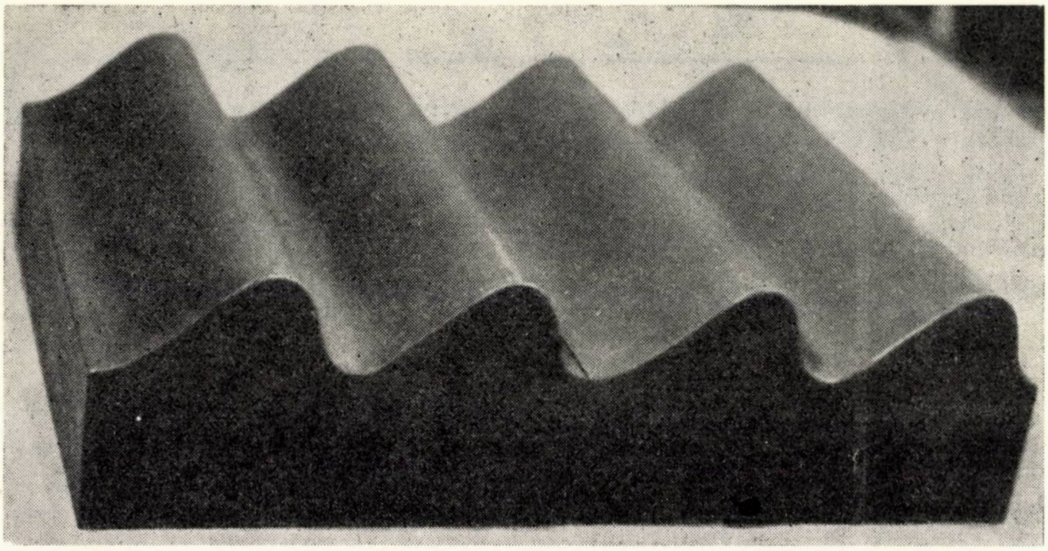
Poziţia V. Modelul cu lungime l înclinată cu 45° faţă de direcţa vîntului.

Faza 2 (fig. 10)

În tabela 1 sînt daţi indicii de aglomerare ai similizăpezii de pe model.

Din experienţele efectuate rezultă că similizăpada se aglomerează în dolii. Pe suprafaţa D similizăpada are grosimi sub cota zero sau este spulberată în întregime.

Pe întreaga suprafaţă a acoperişului, indicii de aglomerare a_s au valorile cuprinse între 1,40 şi 3,20, a_p între 1,60 şi 5,00, iar a_l între 1,67 şi 3,34.



◄ Fig. 1

Faza 2, în momentul formării unor aglomerări la viteze mai mari (la creşteri mici peste aceste viteze similizăpada e complet spulberată).

Indicii de aglomerare ai similizăpezii (a_s, a_p, a_l) sînt daţi în tabela 1.

Experienţele 2 şi 3

Poziţia II. Modelul cu $l = \frac{B}{2}$, lîngă peretele tunelului perpendiculară pe direcţia vîntului.

Faza 1 (fig. 3)

Faza 2 (fig. 4)

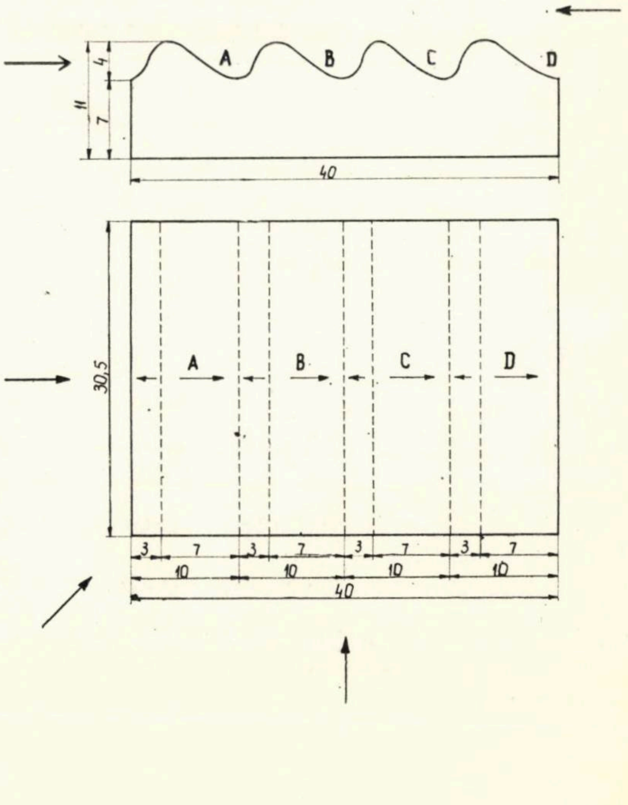
Experienţele 4 şi 5

Poziţia III. Modelul cu $l = \frac{B}{2}$, în axa tunelului, perpendiculară pe direcţia vîntului.

Faza 1 (fig. 5, 6)

Faza 2 (fig. 7, 8)

Fig. 2 ▼



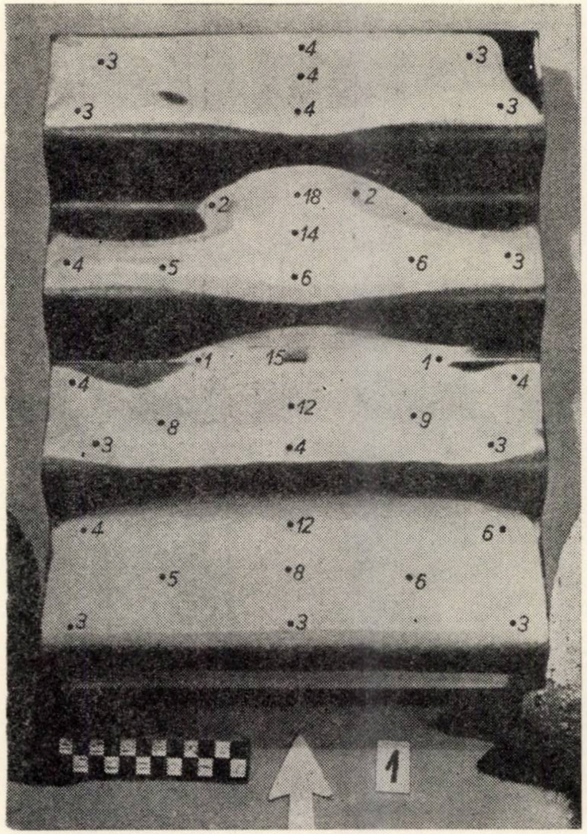

3
4
3
4
3
4
3
2
18
2
14
4
5
6
6
3
1
15
1
4
4
8
12
9
3
4
3
4
12
6
5
8
6
3
3
3
1

Fig. 3

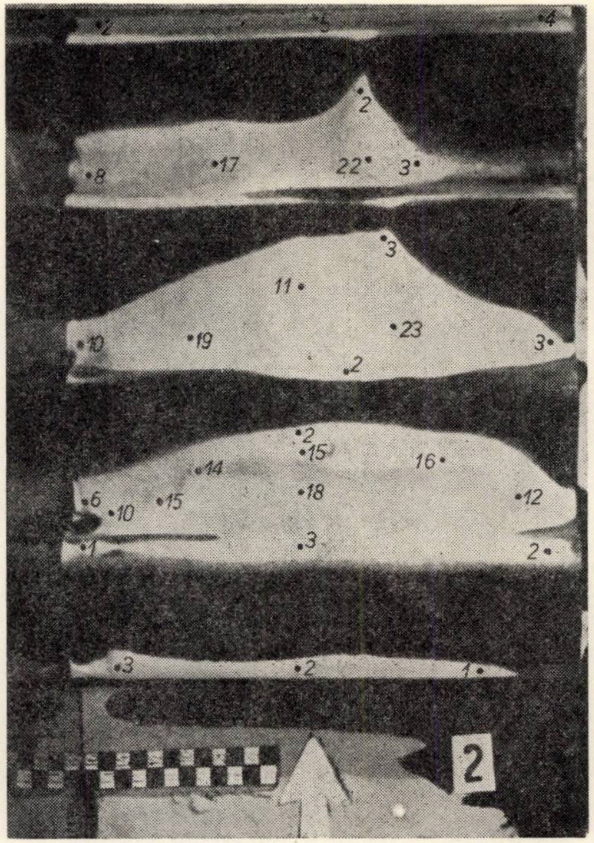

2
5
4
2
8
17
22
3
3
11
10
19
23
3
2
2
15
16
14
6
10
15
18
12
1
3
2
3
2
1
2

Fig. 4 a

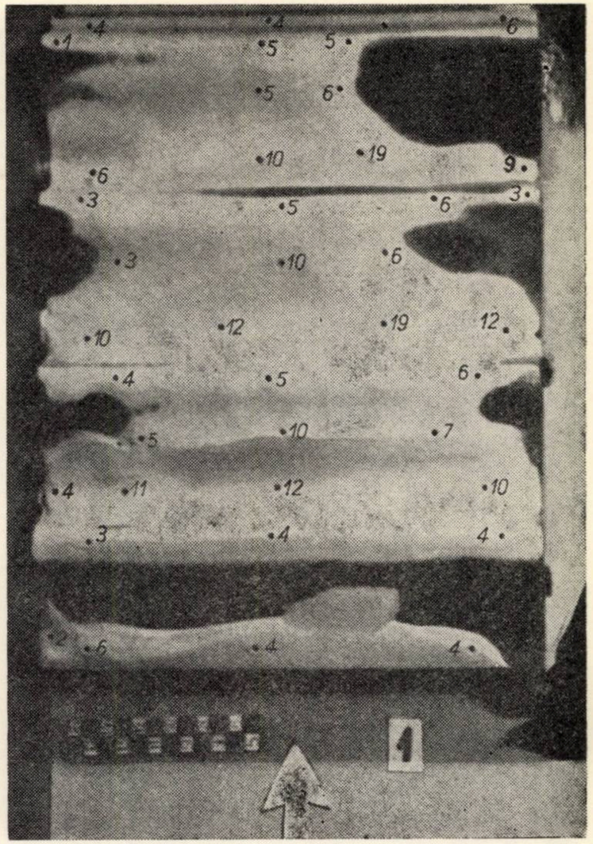

1
4
4
6
5
5
5
6
10
19
9
6
3
5
6
3
3
10
6
10
12
19
12
4
5
6
5
10
7
4
11
12
10
3
4
4
2
6
4
4
1

Fig. 5 a

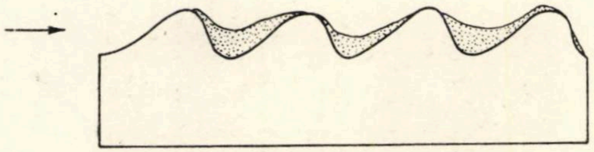


Fig. 4 b

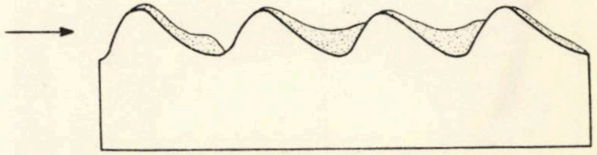


Fig. 5 b

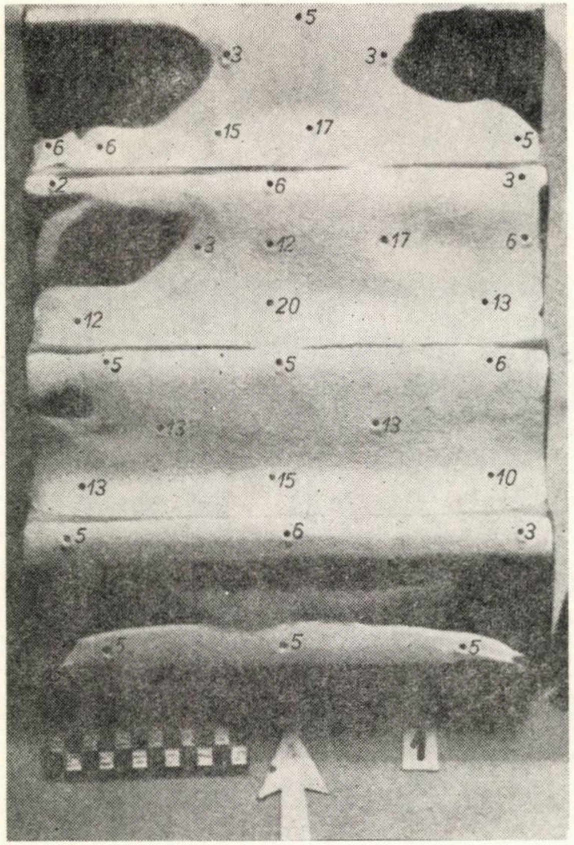

5
3
3
15
17
6
6
5
2
6
3
3
12
17
6
12
20
13
5
5
6
13
13
13
15
10
5
6
3
5
5
5
1

Fig. 6 a

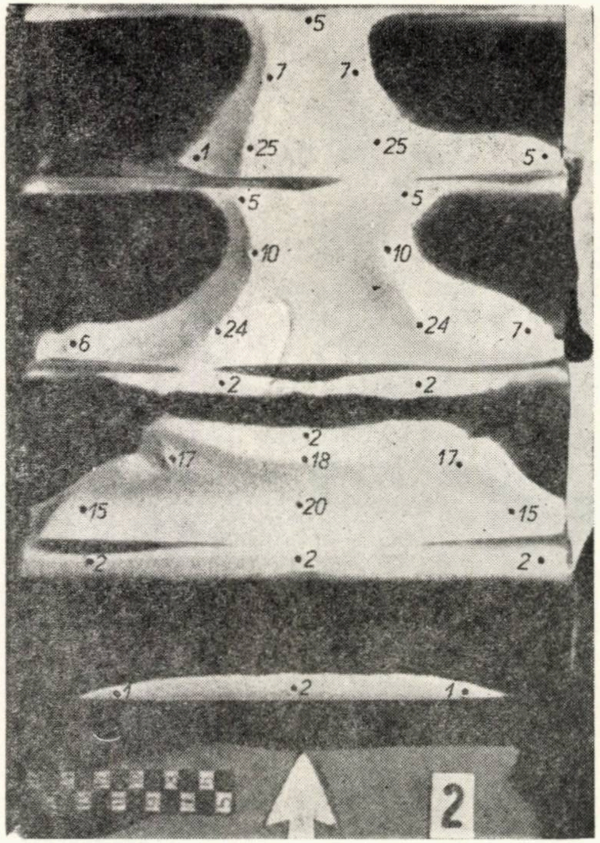

5
7
7
1
25
25
5
5
5
10
10
6
24
24
7
2
2
2
17
18
17
15
20
15
2
2
2
1
2
1
2

Fig. 7 a

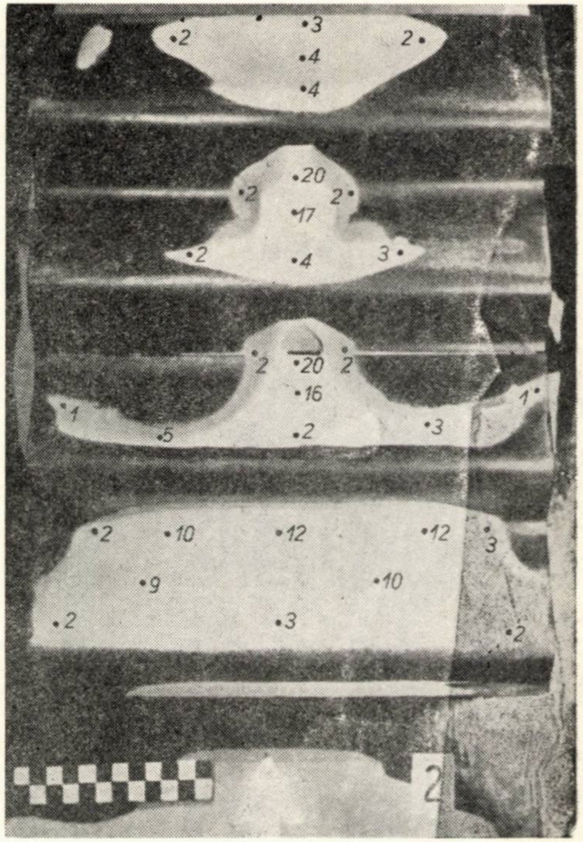

2
3
4
4
2
2
20
2
17
2
4
3
2
20
2
16
1
5
2
3
1
2
10
12
12
3
9
10
2
3
2
2

Fig. 8

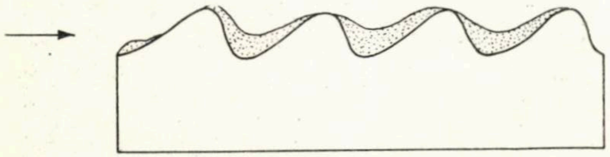


Fig. 6 b

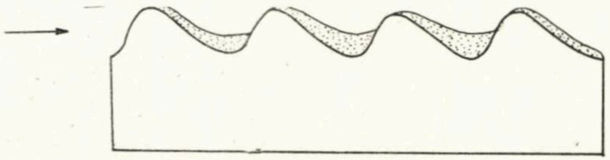


Fig. 7 b

Tabela 1

Experiența	Poziția	Faza	Valoarea indicilor de aglomerare (a)								
			Suprafața								
			A			*B*			*C*		
			a_s	a_p	a_l	a_s	a_p	a_l	a_s	a_p	a_l
1 ⟶	I	1 (fig. 1,2)	1,83	2,80	2,12	2,04	3,20	3,20	1,73	3,00	2,85
		2 (fig. 1,2)	2,06	3,00	2,36	2,14	3,00	2,14	2,13	2,60	2,50
2 ⟶	II	1 (fig. 1,2)	1,56	2,00	1,80	1,75	2,60		2,20	3,00	
		2 (fig. 1,2)	1,89	2,60	2,20	2,30	3,00		2,35	4,00	
3 ⟵	II	1 (fig.1,2,3)	2,40	2,16		1,82	3,80	2,66	2,00	3,80	2,20
		2 (fig.1,2,4)	2,74	3,60	2,54	2,68	4,60		2,50	4,40	
4 ⟶	III	1 (fig. 1,2,5)	1,60	2,40		2,20	3.00		2,20	3,60	
		2 (fig.1,2,7)	2,12	2,40		2,30	4,00			4,00	
5 ⟵	III	1 (fig. 1, 2,6)	2,18	3,00	2,53	2,66	4,00	3,00	2,00	3,80	2,20
		2 (fig.1,2,8)	3,08	4,00	3,34		4,80	3,05	3,20	5,00	
6	IV	1 (fig. 1,2)	2,06	3,00	2,06	1,67	3,40	1,67	1,93	3,00	1,93
		2 (fig. 1, 2, 9)	2,20	2,20		2,60	3,20	2,60	2,20	2,60	2,20
7	V	1 (fig.1,2)	1,50	1,80		1,55	1,80		1,73	2,00	
		2 (fig. 1,2,10)		1,60		1,40	1,60		1,50	1,60	

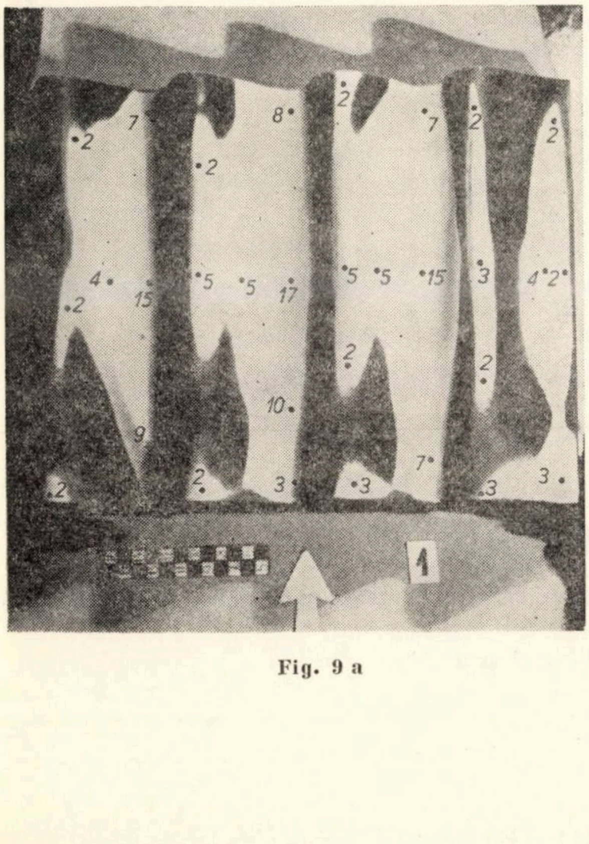


Fig. 9 a

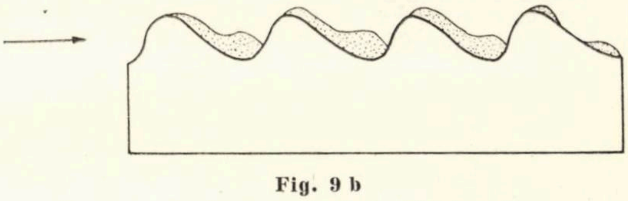


Fig. 9 b

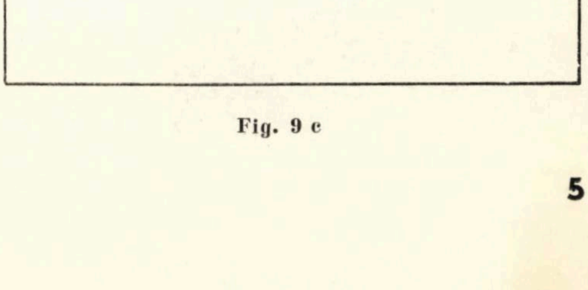


Fig. 9 c

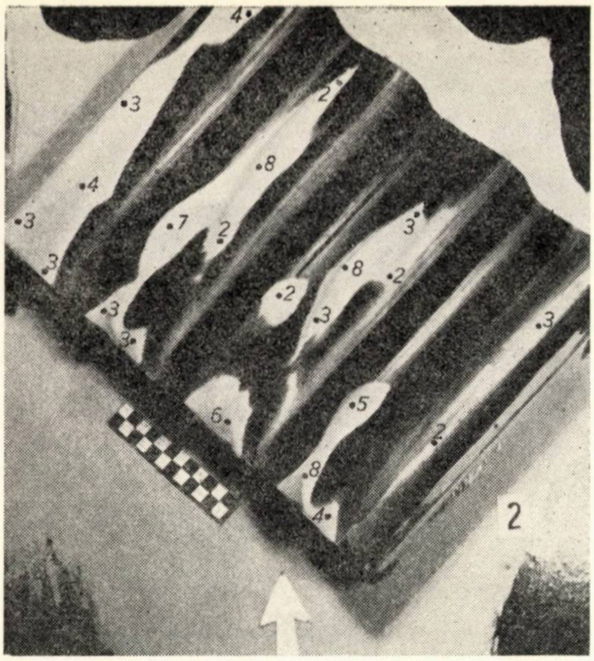


Fig. 10

2. HANGAR POLIGONAL (fig. 11, 12)

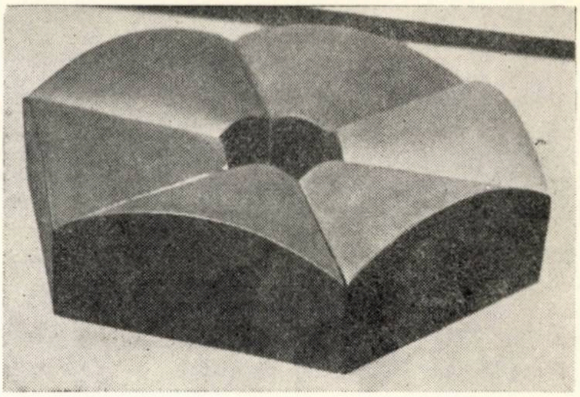


Fig. 11

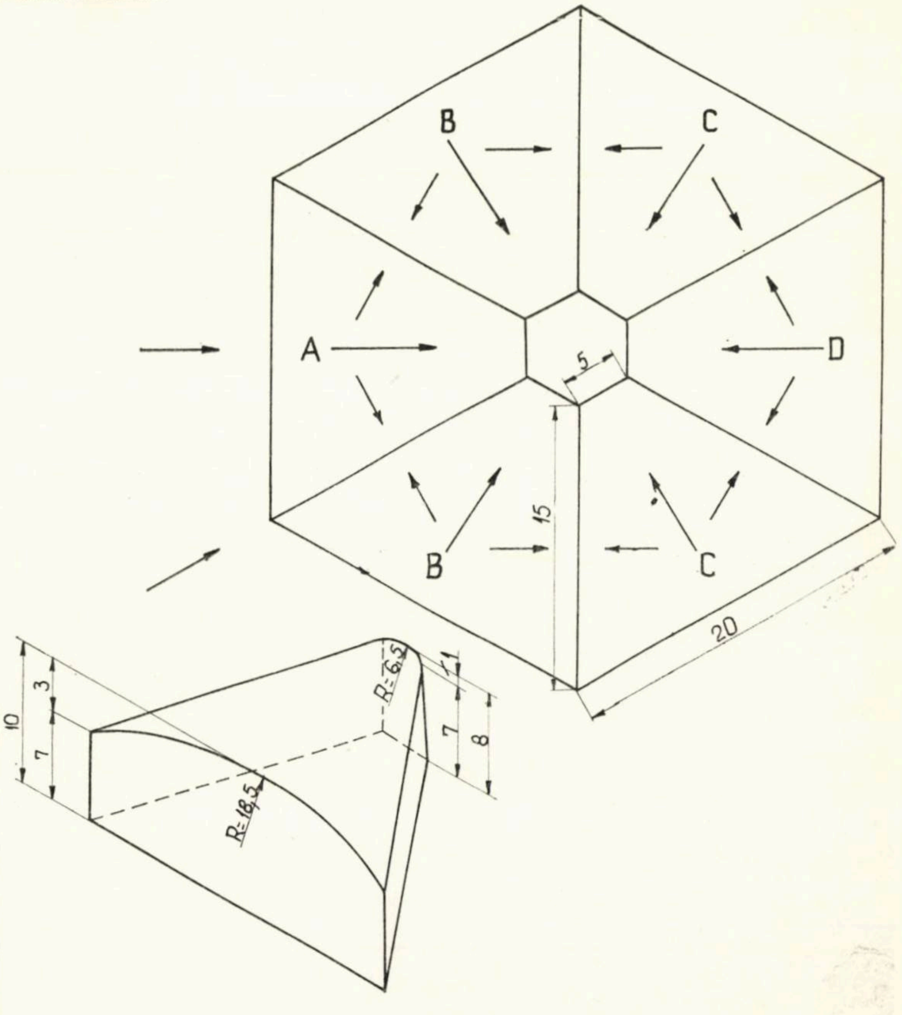
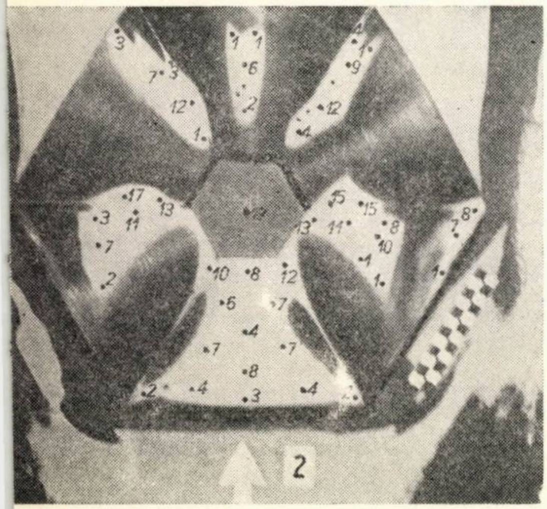

A
B
C
D
B
C
5
15
20
R=6,5
R=18,5
10
3
7
1
7
8

Fig. 12 ▶



◀ Fig. 13

Experienţa 1

Poziţia III. Modelul în axa tunelului—varianta 1.

Faza 2 (fig. 13)

Experiența 2:

Poziția III. Modelul în axa tunelului – varianta 2.

Faza 2 (fig. 14)

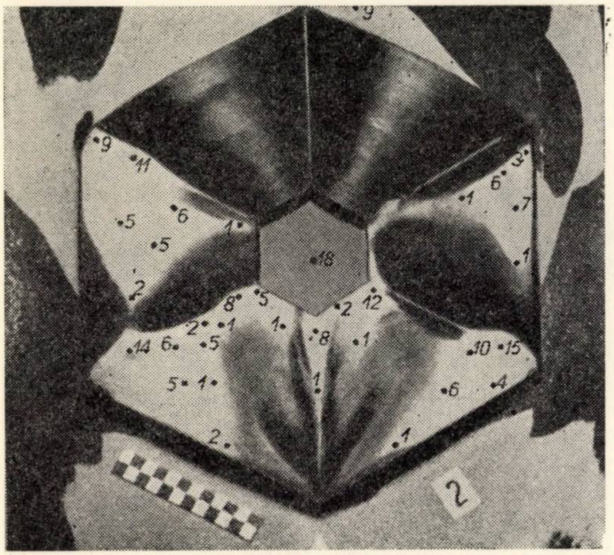


Fig. 14

În tabela 2 sînt dați indicii de aglomerare ai similizăpezii de pe model.

Tabela 2

Experiența	Faza	Valoarea indicilor de aglomerare (a)		
		a_s	a_p	a_l
1	2 (fig.11, 12, 13)	1,97	3,40	2,54
2	2 (fig.11, 12, 14)	1,59	3,00	2,20

Pe întreaga suprafață a acoperișului, $a_s = 1{,}59\ldots1{,}97$; $a_p = 3{,}00\ldots3{,}40$, iar $a_l = 2{,}20\ldots2{,}54$.

Similizăpada se aglomerează în dolii.

3. ANSAMBLU DE LOCUINȚE (fig. 15, 16)

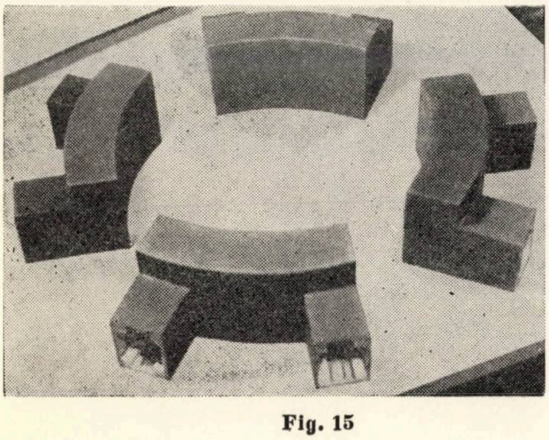


Fig. 15

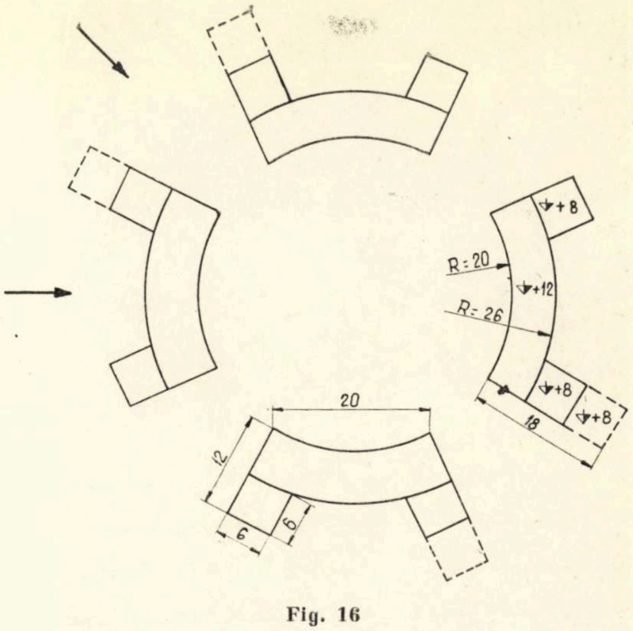


Fig. 16

Experiența 1

Poziția III. Modelul în axa tunelului – varianta 1

Faza 1 (fig. 17)

Experiența 2

Poziția III. Modelul în axă tunelului – varianta 2.

Faza 2 (fig. 18)

Numai în 5 puncte (fig. 17) se depășește grosimea medie inițială de similizăpadă.

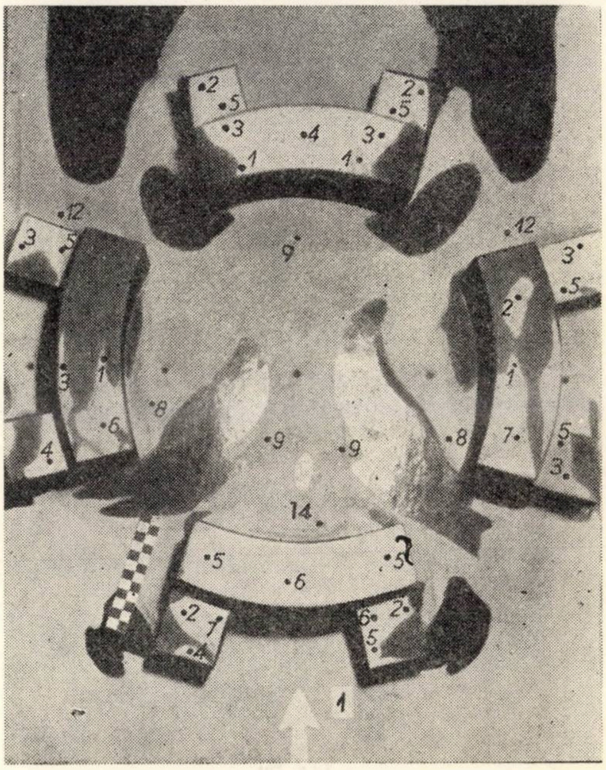


Fig. 17

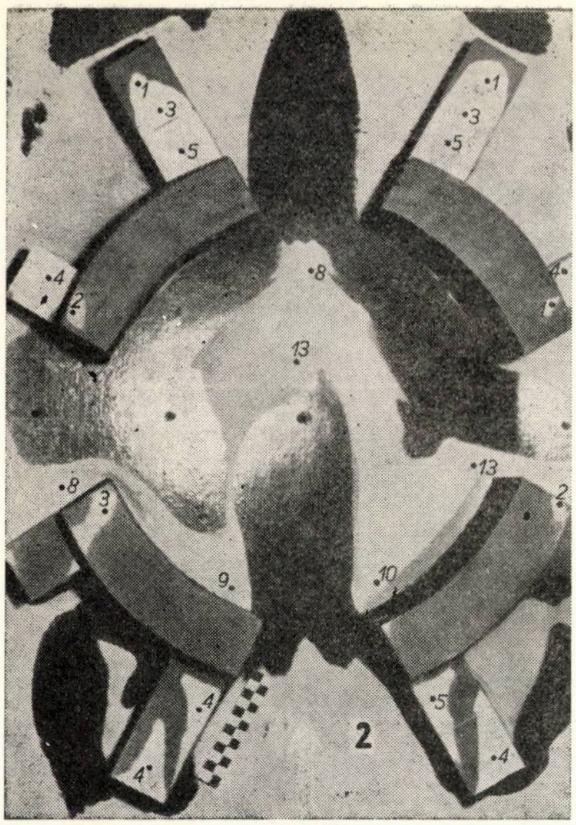


Fig. 18

4. ANSAMBLU DE LOCUINȚE (fig 19, 20)

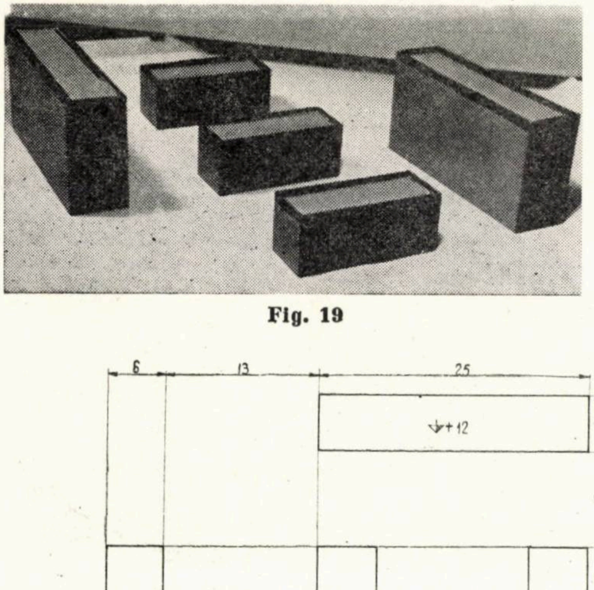


Fig. 19

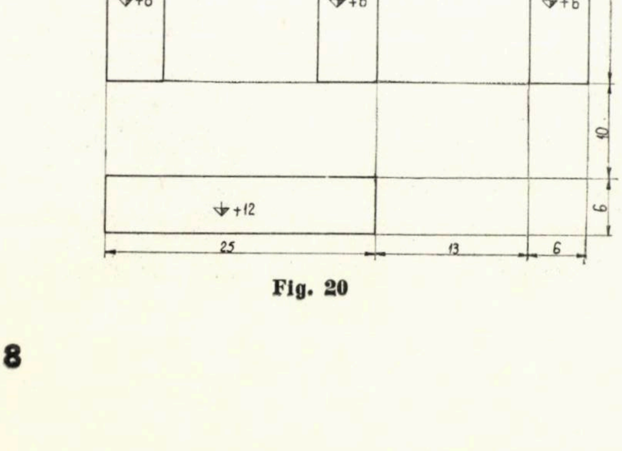


Fig. 20

Experiența 1

Poziția III. Modelul în axa tunelului–varianta 1 (fără parapet).

Faza 1 (fig. 21)

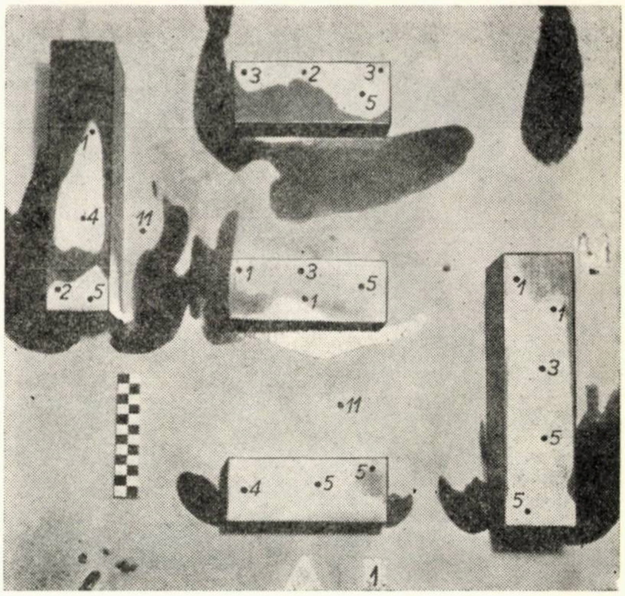


Fig. 21

Experiența 2

Poziția III. Modelul în axa tunelului–varianta 1 (cu parapet).

Faza 1 (fig. 22)

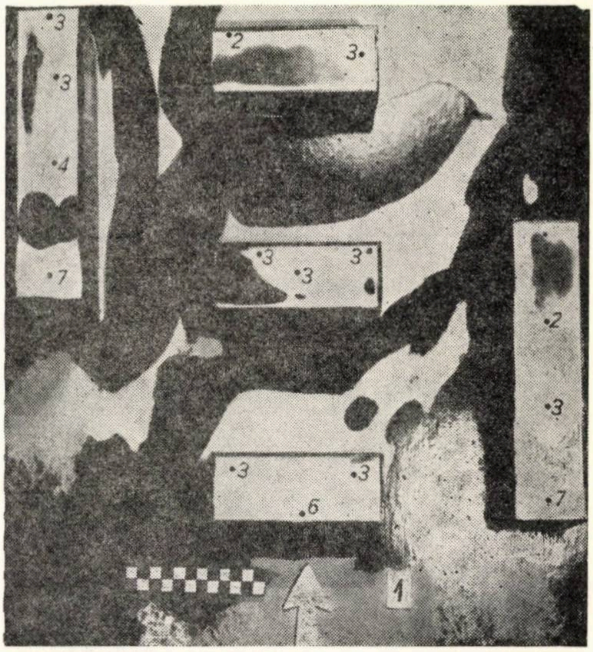


Fig. 22

Experiența 3

Poziția III. Modelul în axa tunelului–varianta 2 (fără parapet).

Faza 1 (fig. 23)

Numai în 3 puncte (fig. 22) se depășește grosimea medie inițială de similizăpadă.

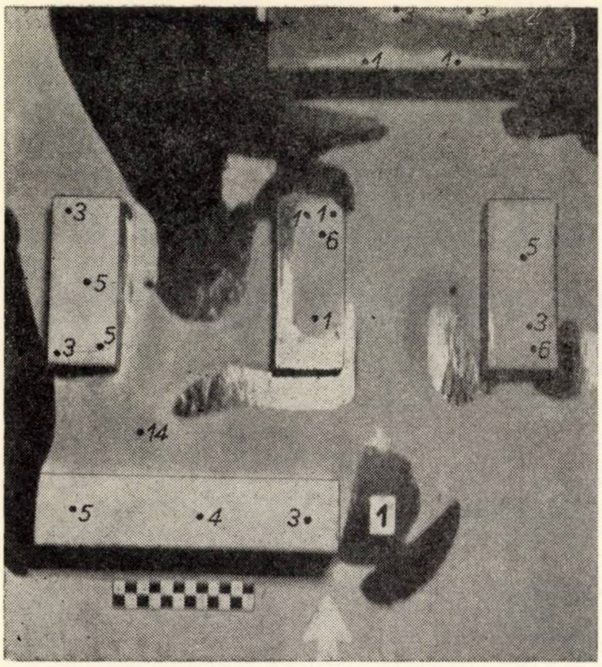


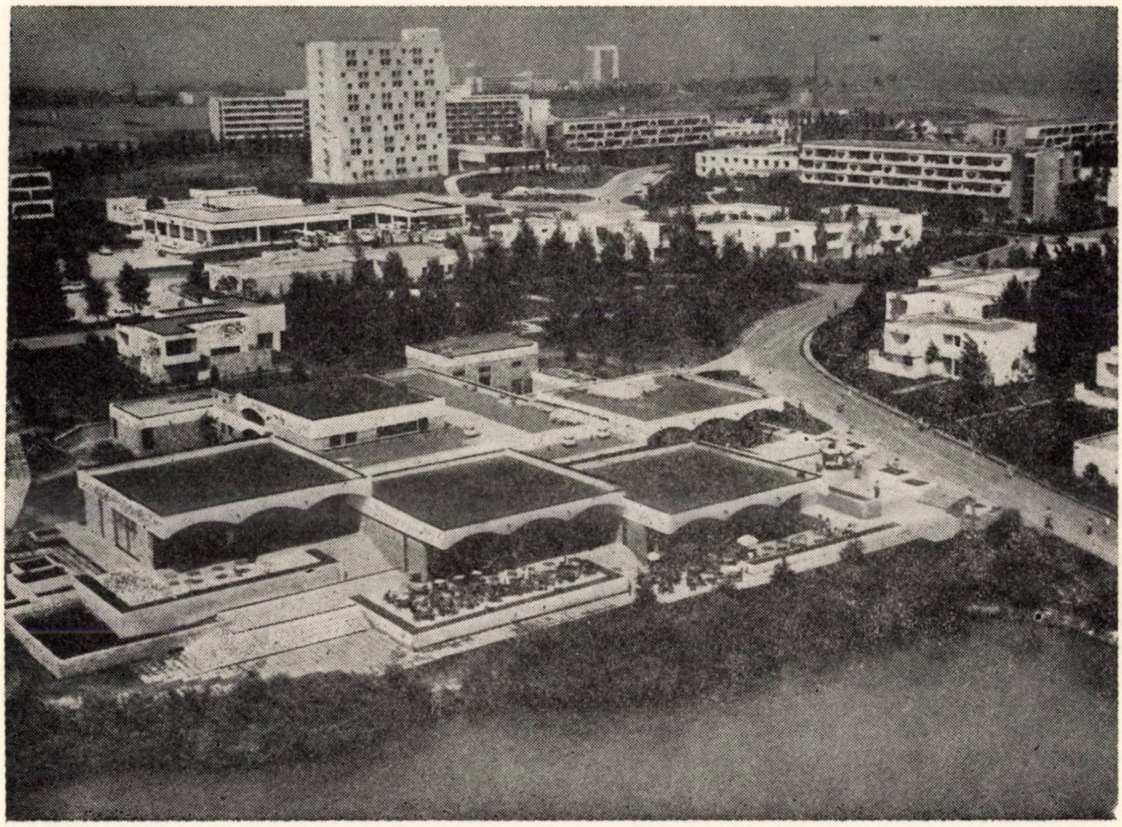
Fig. 23

Pentru ansamblul de locuinţe cu acoperişuri orizontale, cu sau fără parapet, — după cum reiese din experimentări — indicii de aglomerare au valoarea unu.

5. CONCLUZII

Stabilirea sarcinilor de zăpadă la care trebuie calculate construcţiile trebuie făcută prin alegerea unei grosimi de calcul probabilistic (corespunzătoare — după datele meteorologice — unui strat de zăpadă căzută liniştit şi de grosime uniformă) aplicînd indicii de aglomerare determinaţi pentru fiecare formă de construcţie.

Primit la redacţie la 14 febr. 1973.



Perlele litoralului românesc. Staţiunea Venus

ĆZ 624.043:624.073.001.2

PROIECTAREA OPTIMĂ A PLĂCILOR PLANE ŞI A PLĂCILOR CURBE SUBŢIRI DIN BETON ARMAT*

Prof. dr. tehn. TROELS BRØNDUM – NIELSEN
Universitatea Tehnică din Copenhaga

1. INTRODUCERE

În articol se studiază proiectarea optimă a plăcilor curbe subţiri de beton armat, de formă oarecare, supuse unor încărcări oarecare date. Se admite că forma plăcii este cunoscută; prin particularizare, studiul poate fi aplicat şi plăcilor subţiri prismatice, plăcilor şi planşeelor. Se admite, de asemenea, că grosimea de placă, care poate fi variabilă, este dată.

În cazul general, se presupune că armarea constă dintr-una sau două reţele paralele de bare dispuse ortogonal. Direcţiile barelor sînt alese ca direcţii ale axelor x şi y. În cazul a două reţele se admite că aceste direcţii sînt comune pentru ambele reţele.

Poziţia armăturii în raport cu suprafaţa mediană (planul median) a plăcii este presupusă cunoscută. Această poziţie este impusă, de obicei, de acoperirea minimă de beton a armăturilor.

Se presupune că eforturile interioare în placă sînt cunoscute în orice secţiune. Acestea includ eforturile normale N_{xo} şi N_{yo}, eforturile de lunecare N_{xyo}, momentele încovoietoare M_x şi M_y şi momentele de torsiune M_{xy}.

Metoda prezentată este o metodă de dimensionare la rupere. Capacitatea portantă a plăcii este astfel adoptată drept criteriu de bază pentru dimensionare. Problema pierderii stabilităţii elastice a plăcii plane sau a plăcii curbe subţiri nu este discutată în acest articol.

Se neglijează rezistenţa la întindere a betonului şi se admite că secţiunile normale ale betonului sînt fisurate, cu excepţia celor în care apar compresiuni. În zona comprimată se admite că eforturile de compresiune se distribuie uniform.

Nu este luată în considerare armătura comprimată; metoda poate fi extinsă uşor, dar, în acest caz, problema flambajului barelor comprimate trebuie să fie luată în considerare.

Rezistenţele de calcul σ_a în armături şi σ_b în beton se presupun prescrise.

Problema de rezolvat este următoarea:

a) să se verifice dacă grosimea şi rezistenţa betonului sînt suficiente în toate punctele plăcii;

b) să se calculeze secţiunea de armătură minimă în orice punct al suprafeţei plăcii. În cazul general, aceasta presupune patru condiţii, corespunzînd celor două reţele şi celor două direcţii în fiecare reţea.

Dacă armarea corespunzătoare este cunoscută, va fi posibil să se indice un cîmp de eforturi admisibil în placă.

Problema are un caracter general. Metoda a fost adoptată pentru prima dată pentru chesoanele cilindrice din portul Hanstholm, Danemarca (fig.1) şi apoi aplicată la structuri similare în Africa şi Anglia.

---

*) Lucrarea de faţă a fost comunicată la Simpozionul IASS—Pacific ţinut la Honolulu, Hawaii, în octombrie 1971. Prezenta versiune în limba română este autorizată de comitetul de organizare.

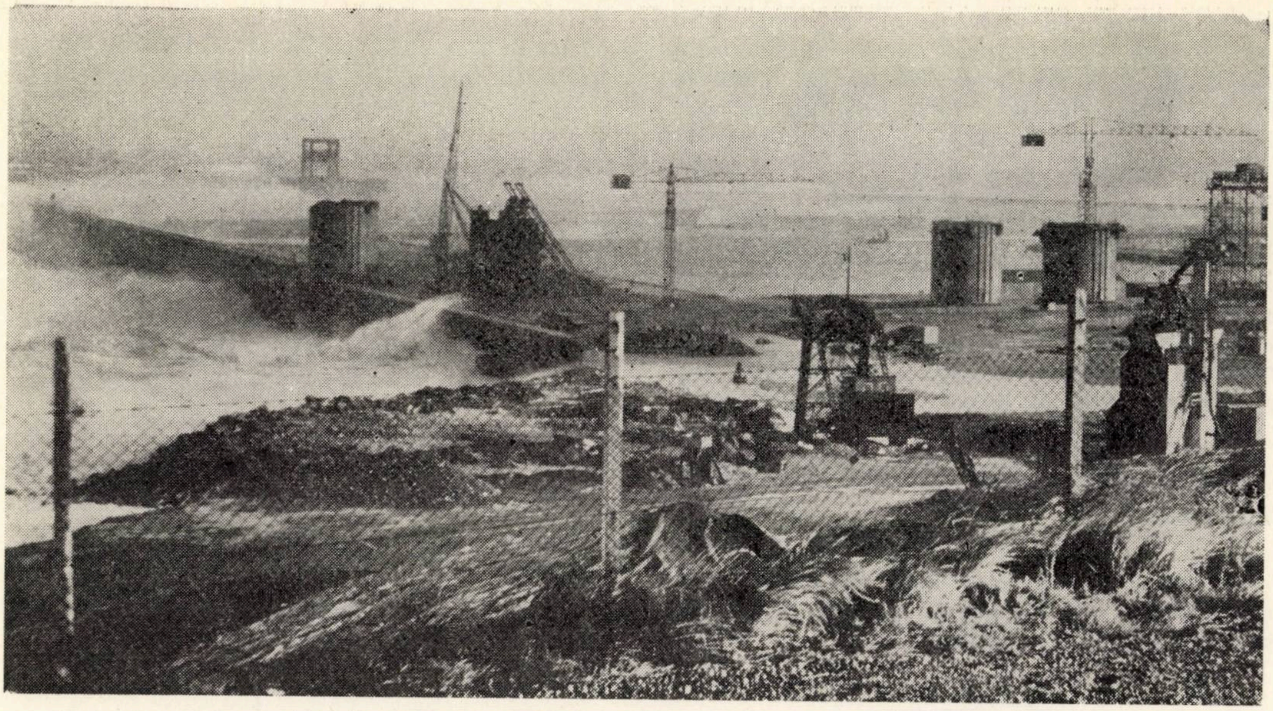


Fig. 1 – Chesoane cilindrice în portul Hanstholm (Danemarca)

2. *MODELUL DE PLACĂ SUBŢIRE SANDVIŞ*

În figura 2 este reprezentat un element infinitezimal izolat prin două secţiuni succesive, paralele cu direcţiile x şi y. Lungimile dx şi dy ale laturilor elementului sînt luate egale cu unitatea.

Toate eforturile şi eforturile unitare normale sînt considerate pozitive dacă reprezintă întinderi. În figura 2 sînt arătate eforturile interioare şi momentele pe unitatea de lăţime de placă.

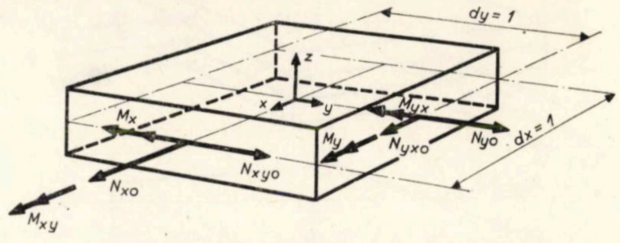


Fig. 2 – Eforturi interioare

Axele de coordonate ortogonale sînt situate în suprafaţa mediană a plăcii, iar axa z este normală la această suprafaţă. În studiul de faţă,

---

NOTAŢII

x, y, z — coordonate rectangulare (fig. 2);
N, N_{xo}, N_{yo}, N_{xyo}, N_{yxo} — eforturi normale şi de lunecare pe unitatea de lăţime într-o secţiune a plăcii (fig. 2);
M, M_x, M_y, M_{xy}, M_{yx} — momente încovoietoare şi de torsiune pe unitatea de lăţime într-o secţiune a plăcii (fig. 2);
N_x, N_y, N_{xy}, N_{yx} — eforturi normale şi de lunecare pe unitatea de lăţime în straturile exterioare ale plăcii sandviş (fig. 3). Indicii suplimentari + şi — se referă la stratul superior, respectiv inferior;
N_{xa}, N_{ya} — forţele în armături pe unitatea de lăţime a secţiunii (fig. 4);
α — unghiul dintre fisură şi axa x (figurile 4 şi 5);
N_b — efortul principal de compresiune pe unitatea de lăţime a zonei comprimate. Deoarece toate eforturile normale sînt considerate pozitive cînd reprezintă întinderi, N_b este negativ.
e — excentricitatea armăturii întinse (fig. 13);
h, h_x, h_y — adîncimea efectivă a armăturii întinse (fig. 13);
c — adîncimea diagramei dreptunghiulare de eforturi unitare (fig. 13);
M_a — momentul în raport cu armătura întinsă — relaţia (19) — ;
μ — parametru adimensional — relaţia (20) — ;
σ — efort unitar;
σ_a, σ_b — rezistenţele de calcul ale oţelului şi betonului;
A_x, A_y — secţiunile necesare ale armăturii (pe unitatea de lăţime în direcţiile x şi y). Indicii suplimentari + şi — se referă la stratul superior, respectiv inferior.

elementul de placă este înlocuit printr-un element sandviş corespunzător. Acest element este indicat în figurile *3a-d*. Elementul sandviş constă din trei straturi. Dacă grosimile lor sînt date, se cunoaşte geometria elementului de placă sandviş. Problema geometriei plăcii sandviş va fi discutată la paragraful 4. Pentru discuţia de faţă se presupune că această geometrie este cunoscută. Toate eforturile şi momentele în elementul de placă (fig. 2) pot fi descompuse în eforturi de membrană acţionînd în suprafeţele mediane ale straturilor de la extrados, respectiv intrados ale elementului sandviş, aşa cum se ilustrează în figurile *3a-d*.

3. CALCULUL LA RUPERE AL MEMBRANELOR

Un calcul la rupere al fiecăruia dintre straturile extreme ale plăcii (fig. 3) poate fi efectuat aşa cum se indică în [1].

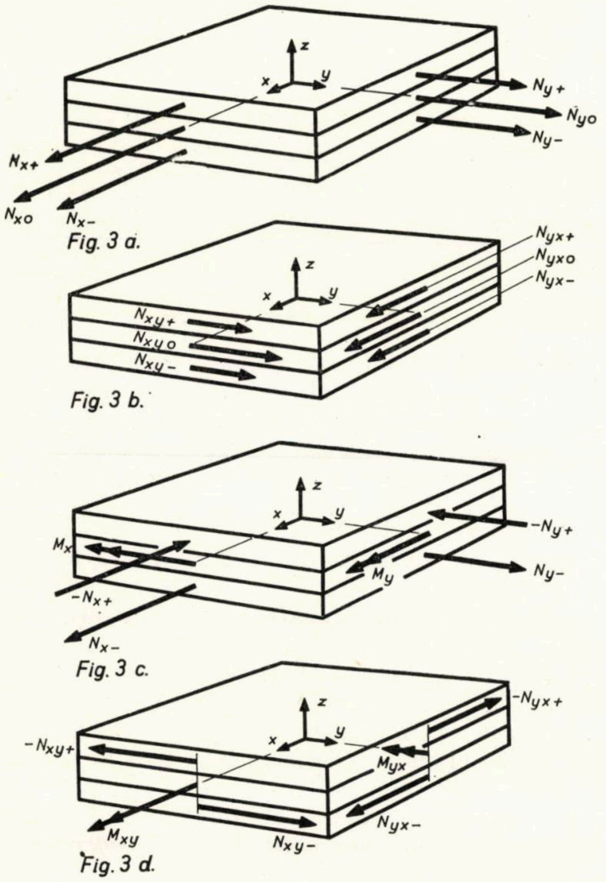

z
x
y
N_{y+}
N_{yo}
N_{y-}
N_{x+}
N_{xo}
N_{x-}
N_{yx+}
N_{yxo}
N_{yx-}
N_{xy+}
N_{xyo}
N_{xy-}
M_x
$-N_{y+}$
M_y
$-N_{x+}$
$-N_{yx+}$
$-N_{xy+}$
M_{yx}
M_{xy}

Fig. 3 a.

Fig. 3 b.

Fig. 3 c.

Fig. 3 d.

Fig. 3 — Eforturile interioare descompuse în eforturi de membrană în straturi sandviş: *a* **— eforturi normale;** *b* **— eforturi de lunecare;** *c* **— momente încovoietoare;** *d* **— momente de torsiune.**

În figura 4 a fost izolat un element de membrană. Două dintre laturi sînt paralele cu direcţiile ortogonale x şi y. A treia latură reprezintă o fisură în placă. Lungimea acestei laturi a fost luată egală cu unitatea. Unghiul dintre fisură şi axa x este notat cu α. Înclinarea fisurii indicată în figura 4 corespunde lui $N_{xy} \geqslant 0$.

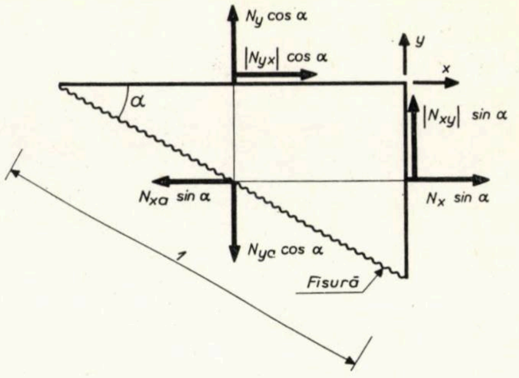

$N_y \cos\alpha$
$|N_{yx}| \cos\alpha$
y
x
α
$|N_{xy}| \sin\alpha$
$N_{xa} \sin\alpha$
$N_x \sin\alpha$
$N_{ya} \cos\alpha$
Fisură

Fig.4 — Cazul 1: armare necesară în ambele direcţii. $N_{xy} > 0$.

În figura 5 este arătată situaţia corespunzătoare lui $N_{xy} \leqslant 0$.

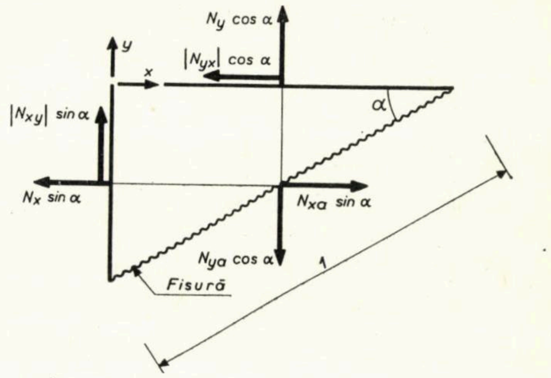

$N_y \cos\alpha$
y
$|N_{yx}| \cos\alpha$
x
$|N_{xy}| \sin\alpha$
α
$N_x \sin\alpha$
$N_{xa} \sin\alpha$
$N_{ya} \cos\alpha$
Fisură

Fig. 5 — Cazul 1: armare necesară în ambele direcţii. $N_{xy} < 0$.

N_{xa} şi N_{ya} înseamnă eforturile în armături în direcţiile x şi y, pe unitatea de lungime a acestor direcţii.

În ambele cazuri, echilibrul în direcţiile x şi y necesită ca

$$N_{xa} = N_x + |N_{xy}| \cot \alpha, \tag{1}$$

$$N_{ya} = N_y + |N_{xy}| \operatorname{tg} \alpha. \tag{2}$$

Dacă atît N_{xa}, cît şi N_{ya} sînt pozitivi, armătura necesară este proporţională cu $N_{xa} + N_{ya}$. Armarea minimă corespunde astfel lui $\alpha = 45°$. De aici rezultă

$$N_{xa} = N_x + |N_{xy}|, \tag{3}$$

$$N_{ya} = N_y + |N_{xy}|. \tag{4}$$

Relaţiile (3) şi (4) sînt valabile doar dacă N_{xa} şi N_{ya} sînt pozitivi. Aceasta necesită ca

$$N_x, N_y \geqslant -|N_{xy}|.$$

Situația precedentă ($\alpha = 45°$) este ilustrată în figura 6. Eforturile principale de membrană, de compresiune N_b în beton apar în secțiuni perpendiculare pe fisură, de exemplu în secțiunea în lungul liniei de simetrie a figurii 6. Partea de dedesubt a acestei linii a fost izolată în figura 7.

Echilibrul acestui element necesită

$$N_b = -2\,|N_{xy}|. \qquad (5)$$

Deoarece toate eforturile normale sînt considerate pozitive atunci cînd reprezintă întinderi, N_b este negativ.

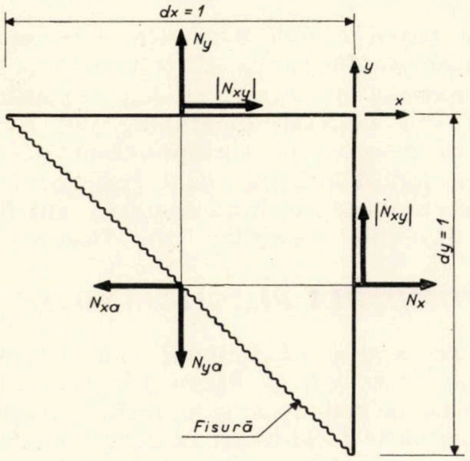


Fig. 6 — Cazul 1 : înclinarea optimă a fisurii.

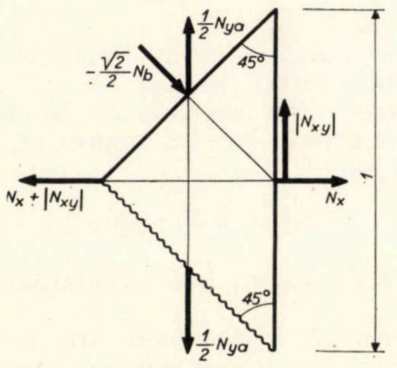


Fig. 7 — Cazul 1 : efortul principal de compresiune N_b

Ecuațiile (3) ... (5) nu mai sînt valabile cînd N_{xa} este negativ, adică atunci cînd $N_x < -|N_{xy}|$. Această situație este ilustrată în figura 8 care corespunde situației $N_x < N_y$. Este necesară armare doar în direcția y. Echilibrul în direcțiile x și y necesită

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{|N_{xy}|}{|N_x|} \qquad (6)$$

$$N_{ya} = N_y + |N_{xy}|\operatorname{tg}\alpha. \qquad (7)$$

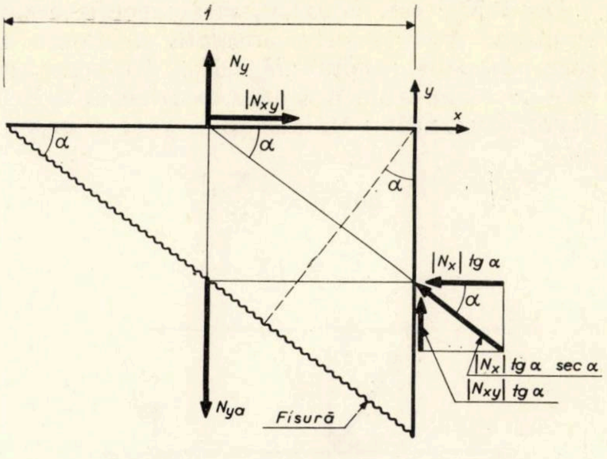


Fig. 8 — Cazul 2 : armare necesară doar în direcția y

Din ecuațiile (6) și (7) rezultă :

$$N_{ya} = N_y - \frac{N_{xy}^2}{N_x}. \qquad (8)$$

Relația (8) este valabilă pentru $N_{ya} \geqslant 0$, adică pentru $N_x N_y \leqslant N_{xy}^2$.

Efortul principal de compresiune în beton se produce în secțiuni perpendiculare pe fisură, de exemplu în secțiunea prin origine. Partea de element de sub această secțiune este izolată în figura 9. Echilibrul elementului indicat în figura 8 necesită ca rezultanta celor două eforturi acționînd pe latura paralelă cu axa y să treacă prin punctul de intersecție comun al celorlalte trei eforturi. Rezultanta face astfel unghiul α cu axa x, așa cum se arată în figurile 8 și 9. Echilibrul elementului din figura 9 necesită ca

$$-N_b = |N_x|\sec^2\alpha = |N_x|(1 + \operatorname{tg}^2\alpha). \qquad (9)$$

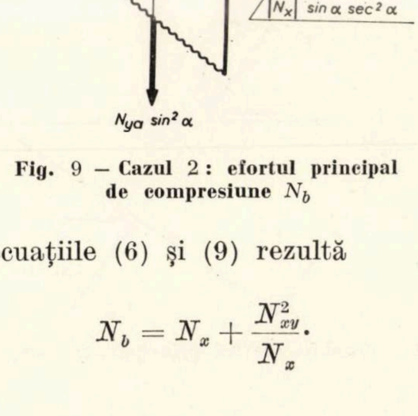


Fig. 9 — Cazul 2 : efortul principal de compresiune N_b

Din ecuațiile (6) și (9) rezultă

$$N_b = N_x + \frac{N_{xy}^2}{N_x}. \qquad (10)$$

Dacă N_{ya} este negativ, se petrece o situație similară. Aceasta este ilustrată în figura 10, corespunzător cazului $N_y < N_x$. În acest caz este necesară armătură doar în direcția x. Echilibrul elementului în direcțiile y și x necesită ca

$$\cot \alpha = \frac{|N_{xy}|}{|N_y|} \tag{11}$$

$$N_{xa} = N_x + |N_{xy}| \cot \alpha. \tag{12}$$

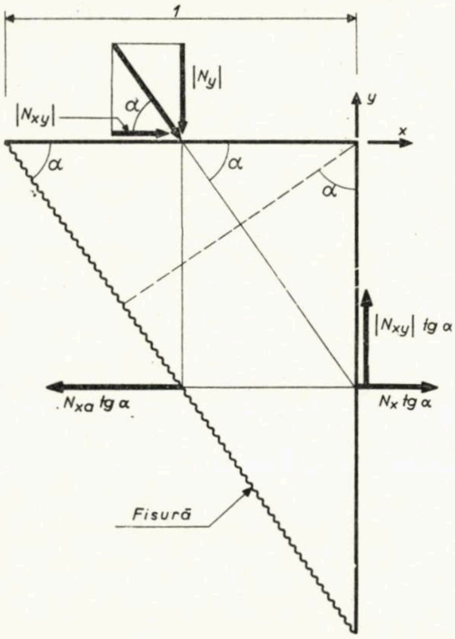


Fig. 10 – Cazul 3: armare necesară doar în direcția x

Din ecuațiile (11) și (12) se obține

$$N_{xa} = N_x - \frac{N_{xy}^2}{N_y}. \tag{13}$$

Relația (13) este valabilă doar pentru valori pozitive ale lui N_{xa}, adică pentru $N_x N_y \leqslant N_{xy}^2$.

În figura 11 a fost reprezentată partea superioară a elementului din figura 10, de deasupra liniei trecînd prin origine și perpendiculară pe fisură. Echilibrul acestui element necesită:

$$-N_b = |N_y| \operatorname{cosec}^2 \alpha = |N_y| (1 + \cot^2 \alpha). \tag{14}$$

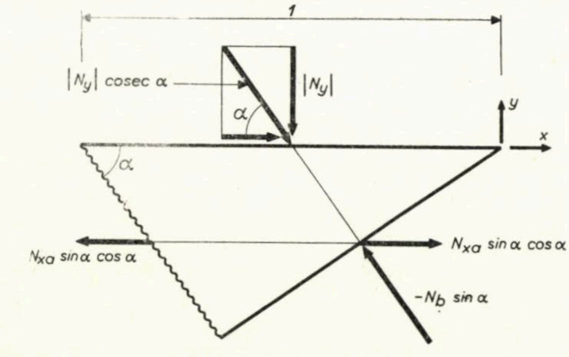


Fig. 11 – Cazul 3: efortul principal de compresiune N_b

Din relațiile (14) și (11) rezultă

$$N_b = N_y + \frac{N_{xy}^2}{N_y}. \tag{15}$$

Dacă atît N_x cît și N_y sînt negativi, iar $N_x N_y \geqslant N_{xy}^2$, nu este necesară nici o armare. În acest caz, efortul unitar principal de membrană din beton, corespunzător compresiunii maxime, poate fi calculat cu ajutorul formulei obișnuite

$$N_b = \frac{N_x + N_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{N_x - N_y}{2}\right)^2 + N_{xy}^2}. \tag{16}$$

Cele patru cazuri discutate precedent sînt rezumate în diagrama din figura 12. Fiecare combinație a lui N_x, N_y și N_{xy} reprezintă un punct din această diagramă, iar formulele indicate în sectorul corespunzător al diagramei se aplică pentru cazul respectiv. Direcțiile în care este necesară armarea sînt indicate prin direcțiile hașurilor din fiecare sector.

4. GEOMETRIA PLĂCII SANDVIȘ

Se presupune că betonul este fisurat, așa cum se ilustrează în figura 13. Se admite că eforturile principale de compresiune N_b în beton sînt preluate de eforturi unitare uniforme σ_b. Aceasta necesită ca poziția axei neutre c să fie

$$c = \frac{N_b}{\sigma_b}. \tag{17}$$

Dacă singurele eforturi interioare din secțiune sînt efortul normal N și momentul încovoietor M, reprezentați în figura 14, momentul acestor forțe în raport cu armătura întinsă este

$$M_a = M - Ne, \tag{18}$$

în care e reprezintă excentricitatea armăturii întinse.

Momentul M_a trebuie să fie preluat prin eforturi unitare de compresiune în beton; în consecință

$$M_a = -c\sigma_b \left(h - \frac{1}{2}c\right), \tag{19}$$

în care h definește poziția efectivă a armăturii.

Cu notația

$$\mu = -\frac{M_a}{h^2 \sigma_b}, \tag{20}$$

relația (19) duce la

$$c = h(1 - \sqrt{1 - 2\mu}). \tag{21}$$

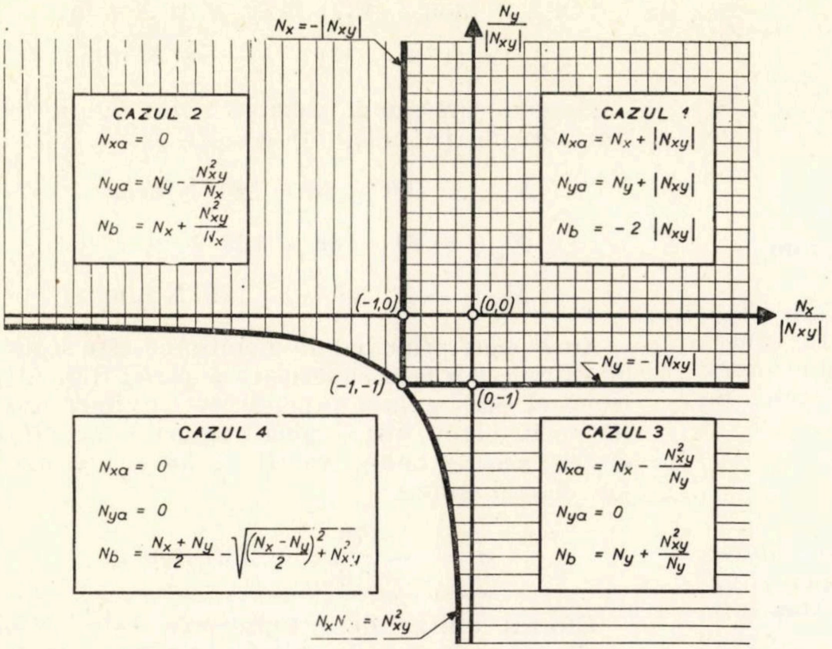

$N_x = -|N_{xy}|$
$\frac{N_y}{|N_{xy}|}$
CAZUL 2
$N_{xa} = 0$
$N_{ya} = N_y - \frac{N_{xy}^2}{N_x}$
$N_b = N_x + \frac{N_{xy}^2}{N_x}$
CAZUL 1
$N_{xa} = N_x + |N_{xy}|$
$N_{ya} = N_y + |N_{xy}|$
$N_b = -2|N_{xy}|$
(-1,0)
(0,0)
$\frac{N_x}{|N_{xy}|}$
$N_y = -|N_{xy}|$
(-1,-1)
(0,-1)
CAZUL 4
$N_{xa} = 0$
$N_{ya} = 0$
$N_b = \frac{N_x + N_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{N_x - N_y}{2}\right)^2 + N_{xy}^2}$
CAZUL 3
$N_{xa} = N_x - \frac{N_{xy}^2}{N_y}$
$N_{ya} = 0$
$N_b = N_y + \frac{N_{xy}^2}{N_y}$
$N_x N_y = N_{xy}^2$

Fig. 12 – Diagramă a formulelor de calcul pentru orice combinaţie a eforturilor de membrană.

Conform relaţiilor (5), (10) şi (15), N_{xy} influenţează pe N_b şi astfel influenţează valoarea lui c dată de expresia (17). Pe de altă parte, N_{xy} nu poate fi calculat atîta timp cît geometria plăcii nu a fost definită, iar această geometrie depinde de c. Problema poate fi rezolvată prin încercări. În majoritatea cazurilor este practic să se bazeze prima încercare pe momentul încovoietor predominant şi pe relaţiile (18), (20) şi (21), neglijînd deci efectul lui N_{xy}.

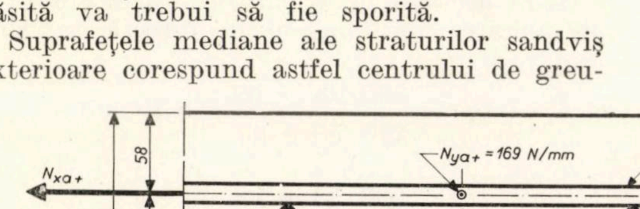

A
A
M
N
e
A – A
$-\sigma_b$
$-N_b$
c
h
$h - \frac{1}{2}c$

Fig. 13 – Secţiune de beton armat fisurată.

Dacă N_{xy} nu este zero, valoarea lui c astfel găsită va trebui să fie sporită.

Suprafeţele mediane ale straturilor sandviş exterioare corespund astfel centrului de greutate al armăturii, care preia momentul încovoietor predominant, şi respectiv centrului de greutate al zonei comprimate de beton corespunzătoare. Metoda este ilustrată în exemplul numeric din paragraful 5. Geometria plăcii sandviş este astfel guvernată de momentul încovoietor predominant. Dacă acesta este, de exemplu, M_x, un anumit efort N_{ya}, dat de relaţiile (4) şi (8), poate fi preluat în suprafaţa mediană a uneia sau ambelor straturi sandviş. Totuşi, centrele de greutate ale armăturii în direcţia y nu coincid de obicei cu aceste suprafeţe mediane. Din această cauză, rezultanta ΣN_{ya} a celor două forţe N_{ya} (N_{ya+} şi N_{ya-}) trebuie să fie descompusă în forţe în centrele de greutate ale armăturii corespunzătoare. Aceasta va fi, de asemenea, ilustrat în exemplul numeric din paragraful 5. Dacă rezultanta ΣN_{ya} nu cade între centrele de greutate ale armăturilor în direcţia y, va fi necesară o armare în această direcţie doar în unul dintre straturi. Rezultanta poate fi atunci preluată de această armare, împreună cu o forţă de compresiune în unul dintre straturile sandviş exterioare.

5. *EXEMPLU NUMERIC*

Se dau următoarele valori numerice :

$$N_{xo} = -1200 \text{ N/mm}$$
$$N_{yo} = 300 \text{ N/mm}$$
$$N_{xyo} = 170 \text{ N/mm}$$
$$M_x = -83000 \text{ N}$$
$$M_y = 12000 \text{ N}$$
$$M_{xy} = 800 \text{ N}$$
$$\sigma_b = -7 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_a = 270 \text{ N/mm}^2.$$

Grosimea plăcii este de 250 mm. Momentul încovoietor predominant este M_x. Poziţia efectivă a armăturii corespunzătoare este (fig.14) :

$$h_x = 192 \text{ mm}.$$

M_a se obţine înlocuind $-M_x$ pentru M şi N_x pentru N în relaţia (18) :

$$M_a = 83000 + 120 \cdot 67 = 91000 \text{ N}.$$

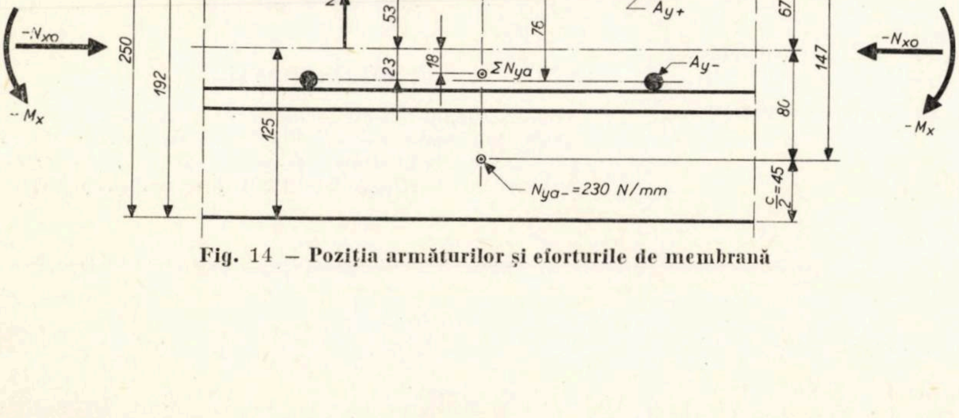

58
N_{xa+}
$N_{ya+} = 169$ N/mm
A_{x+}
N_{xa+}
z
53
76
A_{y+}
67
$-N_{xo}$
$-N_{xo}$
250
192
23
18
ΣN_{ya}
A_{y-}
147
$-M_x$
$-M_x$
80
86
125
$N_{ya-} = 230$ N/mm
$\frac{c}{2} = 45$

Fig. 14 – Poziţia armăturilor şi eforturile de membrană

Din relația (20) rezultă

$$\mu = -\frac{91000}{192^2(-7)} = 0{,}35$$

iar din relația (21) se obține

$$c = 192\ (1 - \sqrt{1 - 2\cdot 0{,}35}\ ) = 87\ \text{mm}.$$

Atît N_{xyo}, cît și M_{xy} influențează pe N_{xy-} și deci pe N_b conform relației (10). În consecință, înălțimea necesară c a zonei comprimate trebuie să fie ceva mai mare de 87 mm. Se apreciază valoarea

$$c = 90\ \text{mm}.$$

Suprafețele mediane ale straturilor sandviș exterioare corespunzătoare sînt atunci situate la $z = 76$ mm și $z = -80$ mm, respectiv, (fig. 14). Descompunînd eforturile interioare așa cum se arată în figura 3 rezultă următoarele eforturi de membrană în stratul sandviș inferior:

$$N_{x-} = -\frac{91000}{147} = -619\ \text{N/mm}$$

$$N_{y-} = 300\,\frac{67}{147} + \frac{12000}{147} = 137 + $$

$$+ 82 = 219\ \text{N/mm}$$

$$N_{xy-} = 170\,\frac{67}{147} + \frac{800}{147} = 77 + 5 = 82\ \text{N/mm}.$$

Deoarece $N_{x-} < -|N_{xy-}|$, nu este necesară nici o armare în direcția x. Deoarece $N_x < N_y$, se aplică relațiile (8) și (10) (cazul 2 din figura 12):

$$N_{ya-} = 219 + \frac{82^2}{619} = 219 + 11 = 230\ \text{N/mm}$$

$$N_b = -619 - 11 = -630\ \text{N/mm}.$$

Din relația (17) se obține:

$$c = \frac{-630}{-7} = 90\ \text{mm}.$$

Astfel, nu mai este necesară nici o corecție la valoarea estimată a lui c.

Eforturile de membrană în stratul sandviș superior:

$$N_{x+} = 619 - 120 = 499\ \text{N/mm}$$

$$N_{y+} = (300 - 137) - 82 = 81\ \text{N/mm}.$$

$$N_{xy+} = (170 - 77) - 5 = 88\ \text{N/mm}.$$

Aceasta corespunde cazului 1 din figura 12. Din relațiile (3), (4), (5) rezultă:

$$N_{xa+} = 499 + 88 = 587\ \text{N/mm}$$

$$N_{ya+} = 81 + 88 = 169\ \text{N/mm}$$

$$N_b = -2\,.\,88 = -176\ \text{N/mm}.$$

Acest efort principal de membrană este situat la 58 mm sub fața superioară a plăcii (fig. 14). Dacă el este preluat prin eforturi unitare uniforme în beton într-o zonă comprimată, adîncimea acestei zone va fi $2\cdot 58 = 116$ mm, iar efortul unitar

$$\sigma = -\frac{176}{116} \approx -2\ \text{N/mm}^2.$$

Efortul unitar de compresiune este astfel mult sub valoarea de calcul. Aria necesară de armătură în direcția x, pe unitatea de lungime a direcției y este:

— în stratul superior

$$A_{x+} = \frac{587}{270} = 2{,}17\ \text{mm}$$

— în stratul inferior nu este necesară armare.

Rezultanta lui N_{ya+} și N_{ya-} este

$$\Sigma N_{ya} = 169 + 230 = 399\ \text{N/mm}.$$

Poziția ei este

$$z = \frac{169\cdot 67 - 230\cdot 80}{399} = -18\ \text{mm}.$$

Pozițiile corespunzătoare ale armăturii în direcția y sînt respectiv la $z = +53$ mm și $z = -23$ mm.

Ariile necesare de armătură în aceste poziții, pe unitatea de lungime în direcția x, sînt

$$A_{y+} = \frac{399}{270}\,\frac{23 - 18}{53 + 23} = 0{,}10\ \text{mm}$$

$$A_{y-} = \frac{399}{270}\,\frac{53 + 18}{53 + 23} = 1{,}38\ \text{mm}.$$

BIBLIOGRAFIE

[1] NIELSEN, M.P.: *Limit Analysis of Reinforced Concrete Shells*. In: *Non-Classical Shell Problems*. Proceedings of the IASS—Symposium, Warsaw, Sept. 2—5, 1963. Amsterdam, North-Holland Publishing Company, 1964,1

CZ 624.042.7:721.011.27

Solicitări seismice la clădiri înalte

Ing. VOICU MAGER, ing. EMIL LERNER, ing. IOJI IOSUB
ISART

În ultimii ani, din considerente arhitecturale, de teren de fundaţii sau suprafaţă disponibilă redusă, a rezultat necesitatea realizării de clădiri care să depăşească regimul de înălţime P + 10···P + 11.

În afara problemelor de ordin tehnologic ridicate de aceste structuri, legate de răspunsul seismic al structurii, au apărut două probleme:

— alegerea tipului de structură adecvat;

— stabilirea eforturilor datorite solicitării seismice.

În privinţa alegerii tipului de structură, urmînd recomandările din [1], pînă la 15 niveluri se pot accepta, în mod economic, structuri în cadre. Peste această limită se recomandă structuri alcătuite din diafragme sau diafragme cuplate cu cadre.

Se recomandă ca stabilirea eforturilor datorite solicitării seismice să se efectueze cu ajutorul calculatoarelor electronice, după programe adecvate.

Colectivul de metode de calcul (C.M.C.) din ISART * a avut ocazia să calculeze, cu ajutorul programelor de calcul proprii, o serie de clădiri înalte avînd structura de rezistenţă ce se încadrează în unul din cele două tipuri precizate mai sus.

Astfel, s-au calculat structuri în cadre;

— bloc locuinţe P + 14, str. Luterană, Bucureşti, proiect I.S.A.R.T. (rezistenţa: ing. Pavelescu C.);

— hotel P + 14, str. Armenească,Bucureşti, proiect I.P.B (rezistenţa: ing. Krantzdorf G.) şi structuri din diafragme cu cadre:

— bloc locuinţe cu magazine la parter P + 14 şi P +16 în Ploieşti. proiect I.P. Prahova (rezistenţa: ing. Manu G.) (fig. 1);

— bloc locuinţe cu magazine la parter P + 15 în Iaşi, proiect I.P. Iaşi (rezistenţa: ing. Păuleţ C. şi ing. Molocea V.) (fig. 2);

— blocuri de locuinţe cu magazine la parter P + 24 şi P + 25 în Bucureşti, proiect I.P.B. (rezistenţa: ing. Năvodaru M.) (fig. 3).

Conform indicaţiilor din [2], calculul seismic s-a făcut pentru primele trei moduri de vibraţie. Se obţin eforturile secţionale în cele trei moduri de vibraţie, precum şi, cf. [2], efortul de calcul, care reprezintă radicalul sumei pătratelor eforturilor din cele trei moduri de vibraţie considerate.

Calculele efectuate ne-au determinat să semnalăm două aspecte ale rezultatelor obţinute, considerîndu-le că ar putea reţine atenţia specialiştilor;

— interacţiunea (datorită egalizării deformaţiilor la fiecare nivel) între cadre avînd rigidităţi diferite sau între cadre şi diafragme,

— influenţa rigidităţii riglelor (buiandrugilor) în cazul diafragmelor cu goluri.

Forţele de interacţiune între diferitele tipuri de unităţi componente ale unei structuri (cadre, diafragme pline, diafragme cu goluri) sînt rezultatul faptului că fiecare unitate are un mod de deformaţie propriu, o alură a deformaţiei care nu este afină cu a celorlalte unităţi.

De exemplu, cadrele au, în general, un mod de deformaţie care se apropie de modul de deformaţie specific de lunecare, în timp ce diafragmele se apropie de modul de deformaţie specific de încovoiere.

Totuşi, în cadrul unui anumit tip de unitate, fiecare unitate îşi păstrează individualitatea modului de deformaţie.

Astfel, unităţile tip cadre, cu rigle foarte flexibile, se apropie de modul de deformaţie specific de încovoiere, în timp ce cadrele cu rigle foarte rigide se apropie de modul de deformaţie specific de lunecare.

Deci, chiar la structurile alcătuite numai din cadre, jocul de rigidităţi stîlpi—rigle face ca modul propriu de deformaţie să difere foarte mult de la un cadru la altul, ducînd la

---

* *Ing. Voicu Mager (şef colectiv), ing. Emil Lerner, ing. Ioji Iosub, proiectant Mariana Cojocaru,*

forţe de interacţiune, dintre care unele pot fi de sens contrar solicitării exterioare.

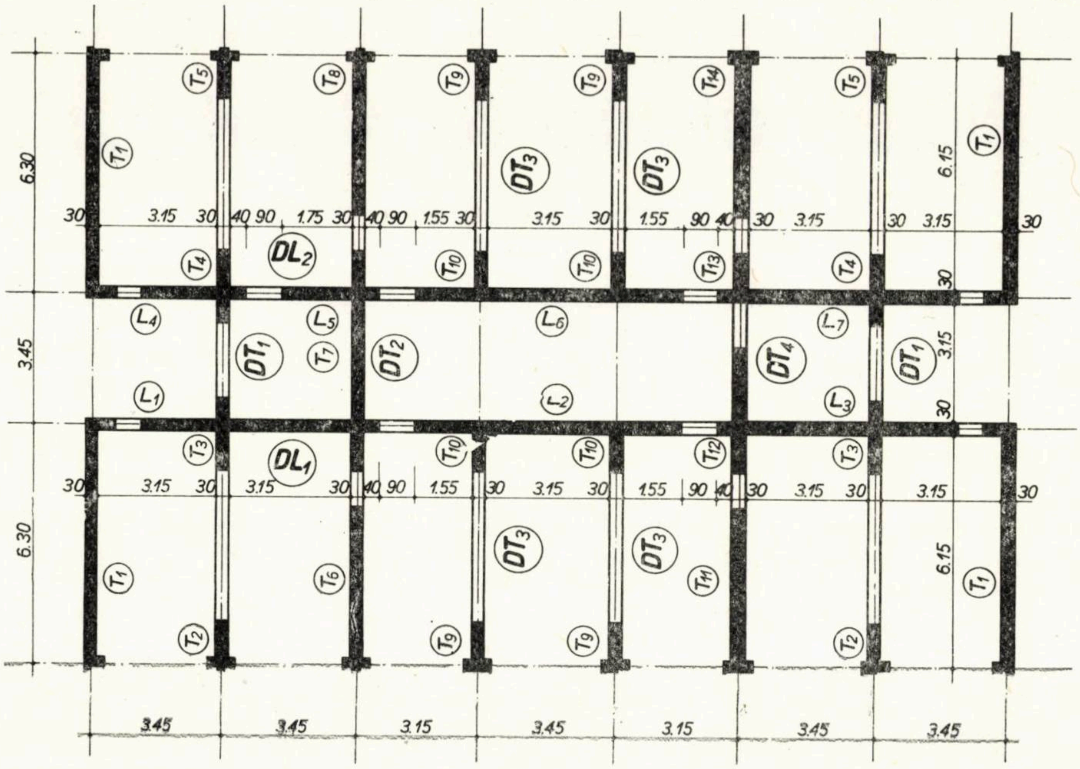

6.30
3.45
6.30
6.15
3.15
6.15
T1
T2
T3
T4
T5
T6
T7
T8
T9
T10
T11
T12
T13
T14
L1
L2
L3
L4
L5
L6
L7
DL1
DL2
DT1
DT2
DT3
DT4
3.45
3.45
3.15
3.45
3.15
3.45
3.45

Fig. 1

La fel, în cadrul tipului de unitate diafragme pline, modul de deformaţie diferă de la o diafragmă la alta. Dacă se iau în consideraţie deformaţiile din efectul forţelor tăietoare, diafragmele foarte rigide se apropie de modul de deformaţie specific de lunecare.

Deci, şi în cazul structurilor alcătuite numai din diafragme pline pot apărea forţe de interacţiune, care la unele niveluri pot fi de sens contrar solicitării exterioare a ansamblului.

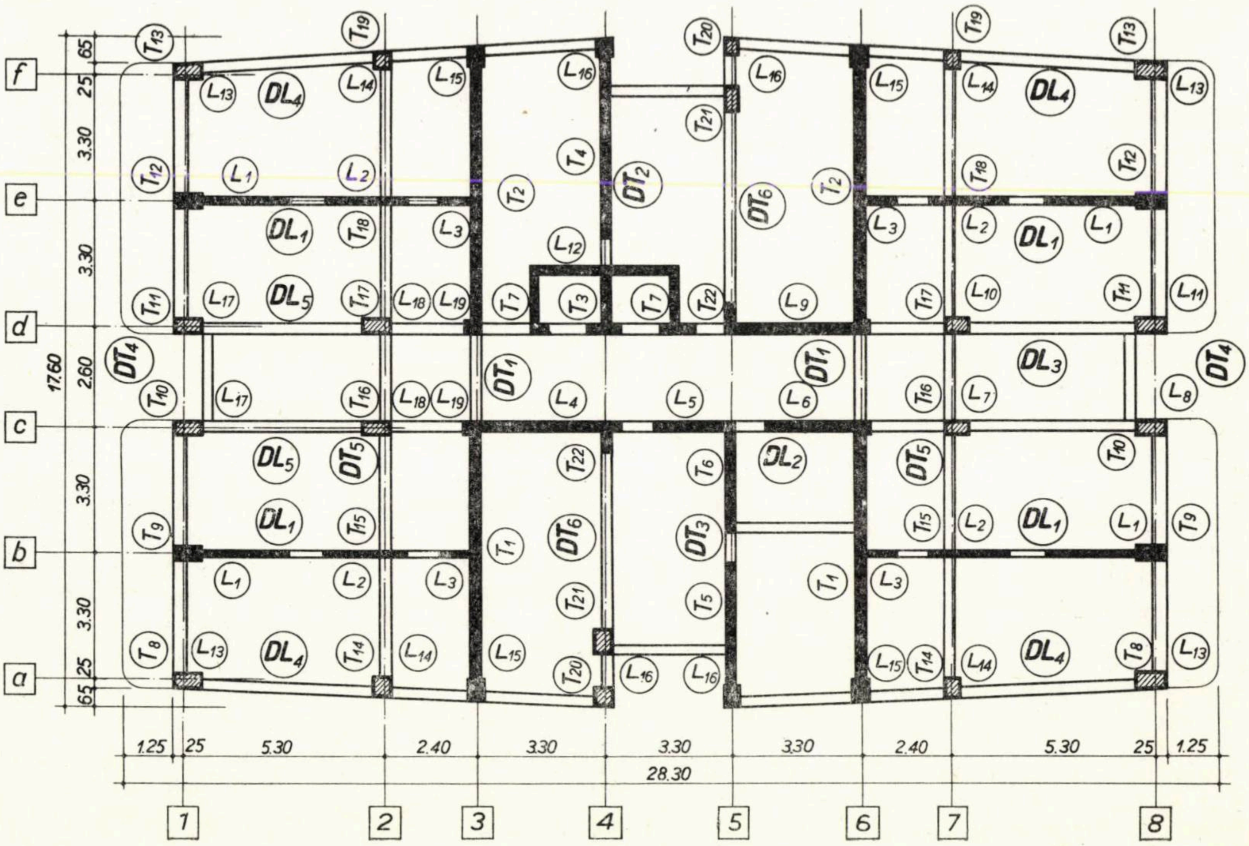

f
e
d
c
b
a
65
25
3.30
3.30
2.60
3.30
3.30
25
65
17.60
1.25
25
5.30
2.40
3.30
3.30
3.30
2.40
5.30
25
1.25
28.30
1
2
3
4
5
6
7
8
DL1
DL2
DL3
DL4
DL5
DT1
DT2
DT3
DT4
DT5
DT6

Fig. 2

Aceleași aspecte se pot remarca în cazul conlucrării diafragmelor cu goluri. Astfel, după cum raportul dintre rigiditatea riglelor (buiandrugilor) și a lamelelor componente este mai mic sau mai mare și după cum lamelele au ele însele o alură de deformație mai apropiată de modul de deformație specific de încovoiere sau lunecare, unitatea diafragmei cu goluri are un mod propriu de deformație mai apropiat de modul de deformație specific de încovoiere sau lunecare, deci pot apărea, la conlucrare, unele schimbări de sens ale forțelor de interacțiune.

Raționamente analoge se pot face pentru structuri la care conlucrează diafragme pline cu diafragme cu goluri, diafragme cu goluri cu cadre, cadre cu diafragme pline sau toate cele trei tipuri de unități structurale deja menționate. În general, sensul forțelor de interacțiune pe o unitate componentă depinde de diferența care există între modul de deformație propriu acelei unități și deformata stucturii în ansamblu.

Forțele de interacțiune pe o unitate componentă a structurii au tendința de a corecta deformata proprie acesteia în așa fel încît ea să coincidă cu aceea a structurii.

În consecință, într-o structură, de regulă, pe unitățile care au modul propriu de deformație apropiat de modul de deformație specific de încovoiere apar forțe de interacțiune în sens invers solicitării exterioare la ultimele niveluri, în timp ce, pe unitățile ce se apropie de modul de deformație specific de lunecare, apar forțe de interacțiune de sens invers solicitării exterioare la primele niveluri.

Rigiditatea buiandrugilor diafragmelor cu goluri are o influență importantă asupra caracteristicilor dinamice ale structurii, pe de o parte, și asupra repartiției sarcinii seismice în cadrul structurii, pe de altă parte. Considerarea unei rigidități mai reduse la buiandrugi duce la o sarcină seismică mai redusă, la o deformată a structurii mai apropiată de modul specific de deformație de încovoiere, la o micșorare a eforturilor de lunecare în buiandrugi, precum și la o încărcare mai pronunțată a lamelelor componente ale diafragmelor cu goluri și ale diafragmelor pline independente.

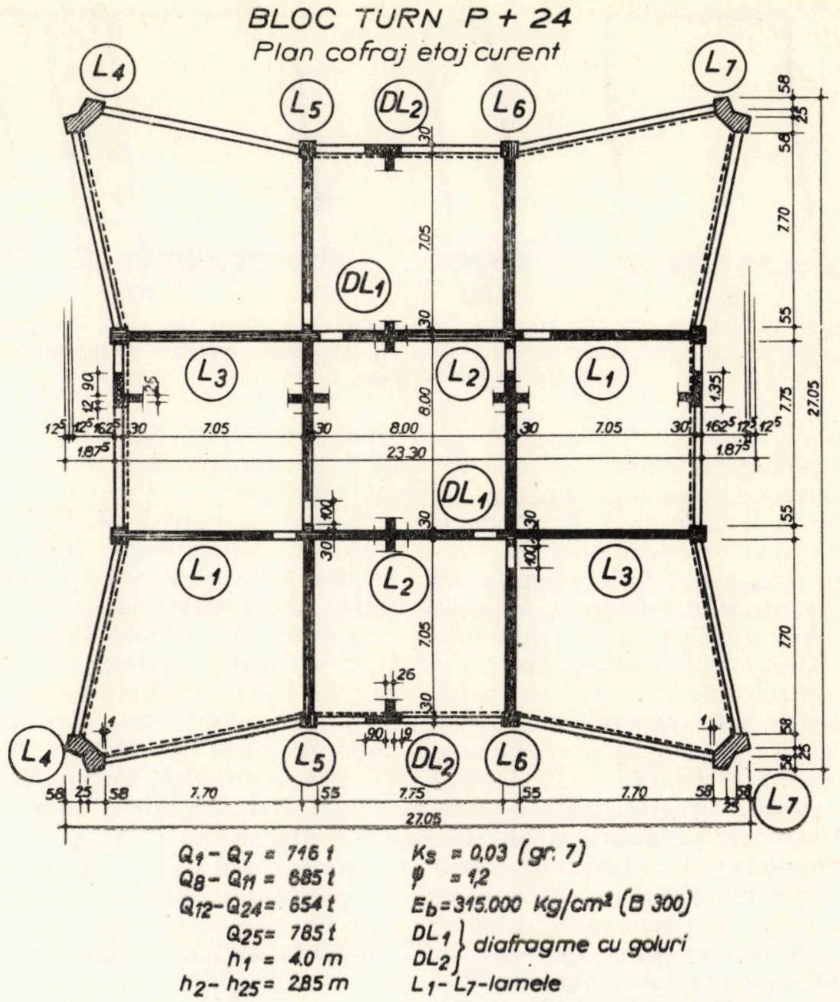


Fig. 3

Buiandrugii curenți au raportul înălțime pe deschidere apropiat de unitate, din care cauză luarea în considerare, la calculul rigidității, a deformațiilor datorite forțelor tăietoare este absolut necesară. În acest caz, rigiditatea buiandrugilor este cu 30–45 % mai mică decît dacă s-ar considera numai deformația din încovoiere.

Buiandrugii diafragmelor cu goluri sînt elemente foarte sen-

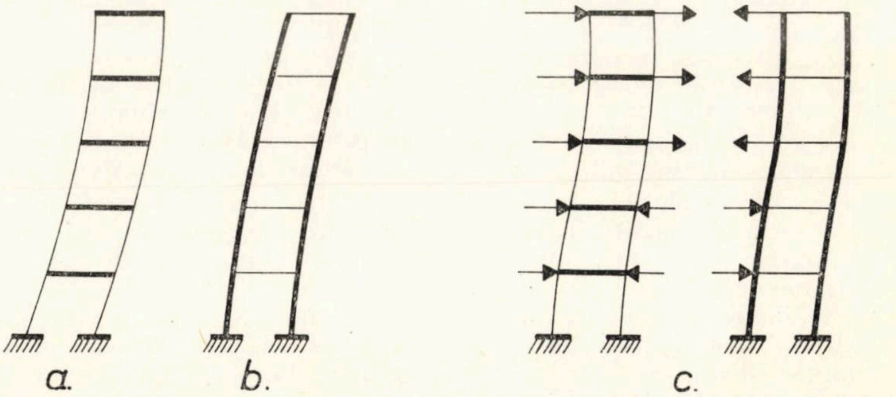


Fig. 4. — *a.* Cadru cu rigle foarte rigide; *b.* Cadru cu rigle foarte flexibile; *c.* Interacțiune cadre-cadre

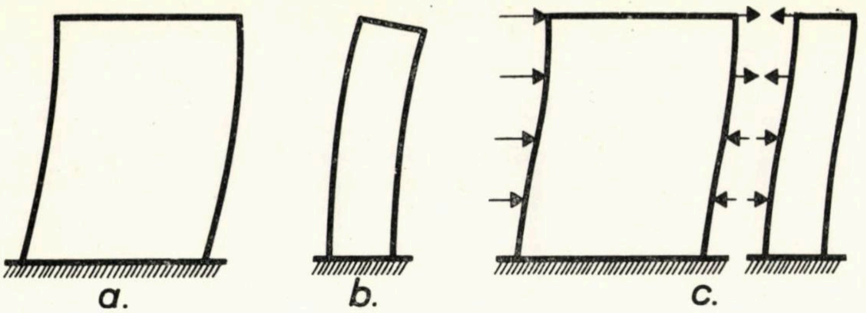


Fig. 5. — *a*. Diafragmă plină rigidă (mod de deformație specific de lunecare); *b*. diafragmă plină flexibilă (mod de deformație specifică de încovoiere); *c*. Forțe de interacțiune

sibile, putînd fisura ușor în exploatare, chiar nefiind solicitați seismic (din construcție, tasări inegale etc.). În momentul unei solicitări seismice, buiandrugii pot fi în situația de fisurați sau nefisurați, la anumite niveluri și în anumite diafragme. În urma primei mișcări seismice, o parte din buiandrugii nefisurați pot fisura, iar cei fisurați pot să-și accentueze mărimea fisurilor. În aceste condiții, caracteristicile de rigiditate ale structurii și ale diafragmelor cu goluri sînt într-o continuă schimbare. Din acest motiv, se recomandă calculul structurii în două ipoteze: cu buiandrugii rigizi (nefisurați) și cu buiandrugii flexibilizați datorită fisurării.

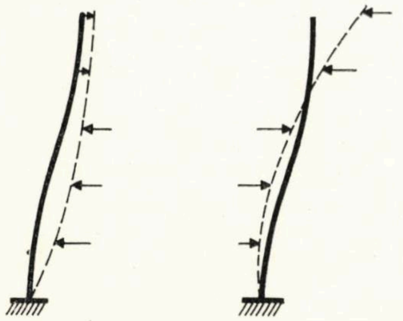


Fig. 6

——— Deformata ansamblului
- - - Deformata unității distincte din ansamblu

La un buiandrug dreptunghiular, o fisură dezvoltată pe 45% din înălțime duce la o micșorare a rigidității de aproximativ patru ori, iar o fisură dezvoltată numai pe 25% din înălțime duce la o micșorare a rigidității de aproximativ două ori.

În calculele efectuate s-a considerat ipoteza buiandrugilor flexibilizați datorită fisurării pe aproximativ 45% din înălțimea lor.

Este de remarcat că, în ipoteza cu buiandrugii fisurați, natura forțelor de interacțiune între diafragmele cu goluri și cele pline se schimbă substanțial, deoarece în timp ce diafragmele pline rămîn cu același mod de deformație, diafragmele cu goluri își schimbă modul de deformație, apropiindu-se mai mult de modul specific de încovoiere.

Din această cauză, eforturile în ipoteza cu buiandrugii fisurați nu se pot stabili folosind eforturile obținute din ipoteza cu buiandrugii nefisurați și nici invers.

În cazul ipotezei cu buiandrugii fisurați, în general, dar cu variații mari în cazuri particulare, eforturile în buiandrugi scad cu 50—60%, iar eforturile în lamelele componente ale diafragmelor cu goluri cresc cu 10—20% (deși solicitarea seismică exterioară este mai mică, structura, în ansamblul ei, se prezintă mai puțin rigidă).

Un calcul fără a ține seama de forțele de interacțiune care apar între diversele unități componente ale structurii, acceptînd că toate acestea au modurile de deformație afine, duce la denaturarea fenomenului de conlucrare de ansamblu a structurii.

Pentru exemplificarea unor aspecte menționate mai sus s-a ales structura cu 25 de niveluri din fig. 3. Structura de rezistență are aceeași configurație pe cele două direcții ortogonale, din care cauză calculul seismic s-a făcut pe o singură direcție.

Structura de calcul pe o direcție este compusă din două diafragme cu goluri, identice, și două cadre identice, cîte unul pe fiecare fațadă.

Difragma cu goluri este compusă din lamelele L1, L2 și L3, avînd două șiruri de goluri de cîte 1,00 m lățime și buiandrugi de 60 cm înălțime. Grosimea diafragmei cu goluri variază pe înălțimea structurii astfel: nivelurile 1—5 au $\delta = 30$ cm, nivelurile 6—11 (6 niveluri) au $\delta = 25$ cm, iar nivelurile 12—25 (14 niveluri) au $\delta = 20$ cm.

Cadrele au patru file de stîlpi, de secțiune constantă pe toată înălțimea structurii, riglele avînd dimensiunea, de asemenea constantă pe înălțime, de 0,3 × 1,35 m.

Înălțimea parterului este de 4,00 m, iar a etajelor curente de 2,85 m; betonul este de marcă B 300 ($E = 315\,000$ kg/cm^2, $G = 0{,}4\ E$).

Calculul s-a făcut pentru gradul de seismicitate 7 ($k_s = 0{,}03$; $\psi = 1{,}2$) și pentru teren de fundație normal. Încastrarea construcției s-a considerat la nivelul planșeului peste subsol. S-au considerat în calcul primele trei moduri de vibrație; pentru modul I de vibrație s-a cerut un coeficient seismic minim de 2,5%.

S-au luat în considerare două ipoteze:

— buiandrugii diafragmei cu goluri nefisurați,

— buiandrugii diafragmei cu goluri fisurați (rigiditatea buiandrugilor de patru ori mai mică).

În tabela 1 se pot observa unele caracteristici ale structurii, calculate în cele două ipoteze enunțate, în cele trei moduri de vibrație considerate (y este săgeata la ultimul nivel).

În figura 7 este prezentată alura deformatei structurii ($y_{25}=1$) pentru cele trei moduri de vibrație. Liniile groase reprezintă ipoteza cu buiandrugii fisurați.

Se observă că la modurile II și III de vibrație alura deformatei, în ipoteza buiandrugilor fisurați, diferă de aceea a buiandrugilor nefisurați.

Tabela 1

	modul	y (cm.)	T (sec.)	β	ε	C seism
nefisuraţi	I	1,740	1,15	0,694	0,688	0,0250
	II	−0,125	0,32	2,0	0,172	0,0124
	III	0,016	0,16	2,0	0,057	0,0041
fisuraţi	I	2,514	1,39	0,6	0,688	0,025
	II	0,181	0,385	2,0	0,157	0,0113
	III	0,023	0,181	2,0	0,064	0,0046

În figura 8 sînt prezentate forţele seismice care solicită structura cu buiandrugii fisuraţi. La ultimul nivel, forţa seismică este mai mare deoarece masa ultimului nivel, considerată în calcul, este mai mare.

În figura 9 sînt reprezentate eforturile de lunecare în buiandrugii care leagă lamela L1 de lamela L2, în cele trei moduri de vibraţie, precum şi radicalul sumei pătratelor acestor eforturi, pentru ipoteza cu buiandrugii fisuraţi.

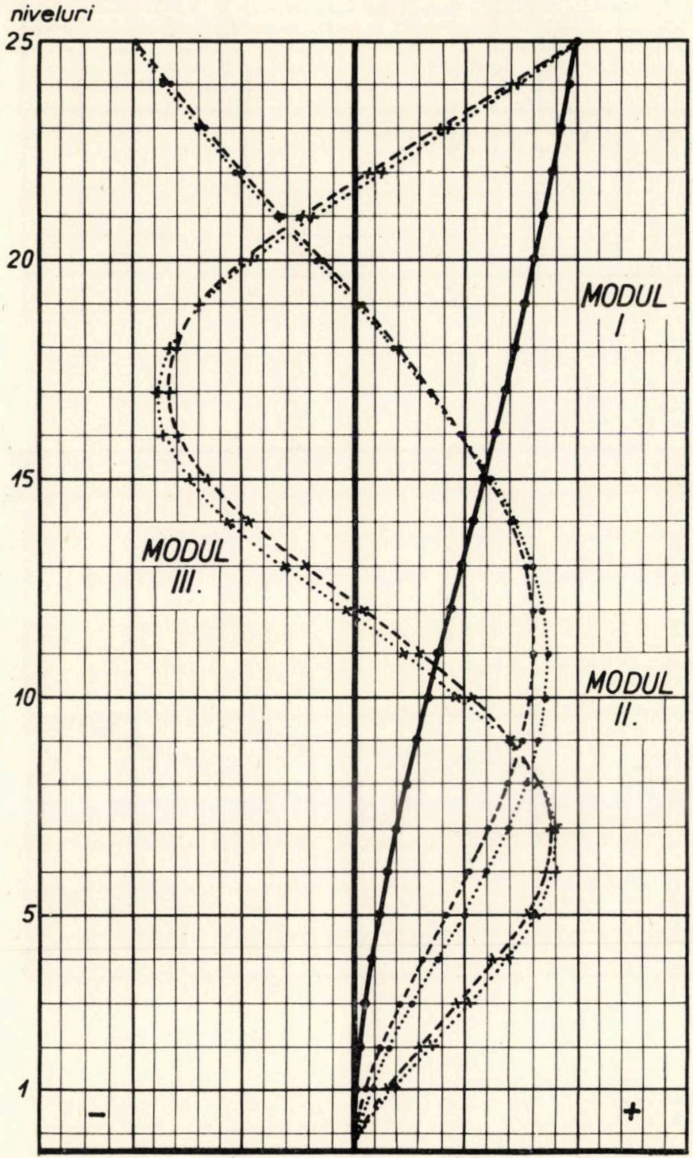


Fig. 7

Apar, foarte evident, nivelurile unde se face schimbarea grosimii diafragmei şi, implicit, a caracteristicii de rigiditate a buiandrugilor (nivelul 6 şi nivelul 12). Se observă, pentru ipoteza cu buiandrugii nefisuraţi, că valoarea radicalului sumei pătratelor eforturilor din cele trei moduri de vibraţie este cu 5—10% mai mare decît eforturile modului I în zona nivelurilor 1—9, minimă în zona nivelurilor 10—15 şi ajungînd la o creştere de pînă la 70% la ultimul nivel. Pentru ipoteza cu buiandrugii fisuraţi, radicalul sumei pătratelor eforturilor scade în zona nivelurilor 1—10 cu 40—50% faţă de ipoteza cu buiandrugii nefisuraţi, observîndu-se totodată şi aplatizarea curbei (specifică pentru diafragmele cu buiandrugii flexibili).

În figura 10, pentru ipoteza cu buiandrugii nefisuraţi, s-au prezentat diagramele de forţe tăietoare pe lamela L1 în cele trei moduri de vibraţie, precum şi radicalul sumei pătratelor acestor eforturi.

În modul I de vibraţie se constată, la nivelurile 25 şi 5, forţe de interacţiune în sens invers direcţiei de acţiune a sarcinii seismice (stînga—dreapta).

Valoarea radicalului sumei pătratelor eforturilor este mai mare ca valoarea efortului în modul I de vibraţie cu 5—12% în zona nivelurilor 1—9, minimumul diferenţei fiind în zona nivelurilor 10—15, ajungînd la o creştere de 60—100% la nivelurile superioare.

În figura 11 sînt reprezentate momentele încovoietoare pe lamela L1 în cele trei moduri de vibraţie, pentru ipoteza cu buiandrugii nefisuraţi, radicalul sumei pătratelor momentelor fiind reprezentat şi pentru ipoteza cu buiandrugii fisuraţi. Se constată că valoarea radicalului este mai mare decît valoarea modului I cu 5—10% în zona nivelurilor 1—10, ajungînd pînă la 100% în zona nivelurilor 11—17. Se observă :

— valoarea radicalului, în ipoteza cu buiandrugii fisuraţi, este mai mare decît în ipoteza cu buiandrugii nefisuraţi cu

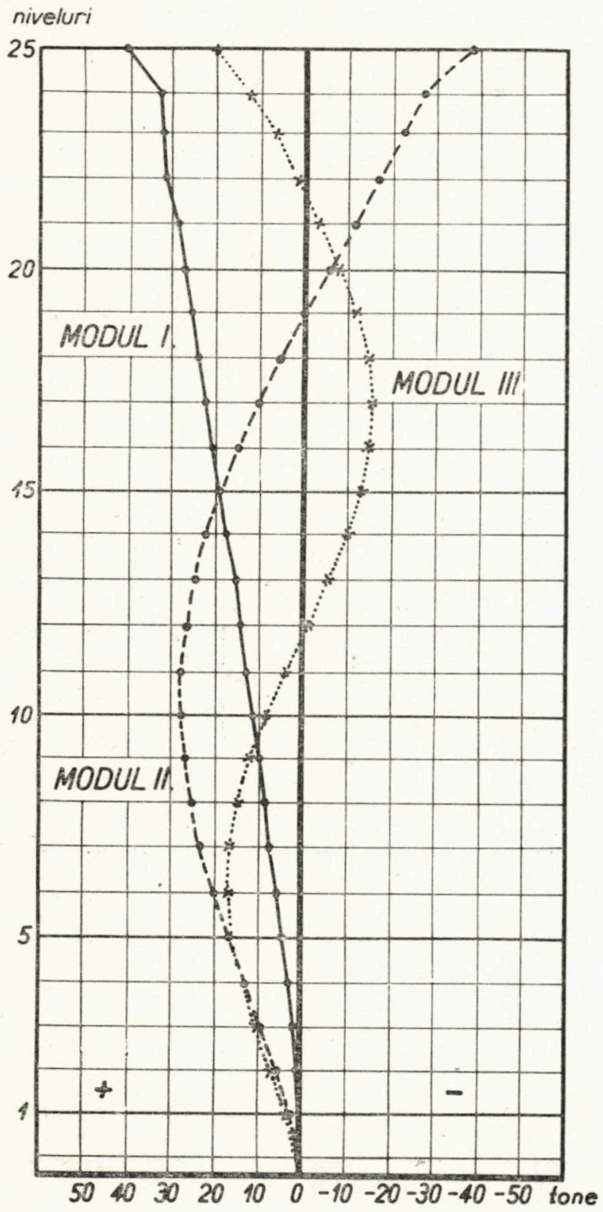

niveluri
25
20
15
10
5
1
MODUL I.
MODUL II.
MODUL III.
+
−
50 40 30 20 10 0 -10 -20 -30 -40 -50 tone

Fig. 8

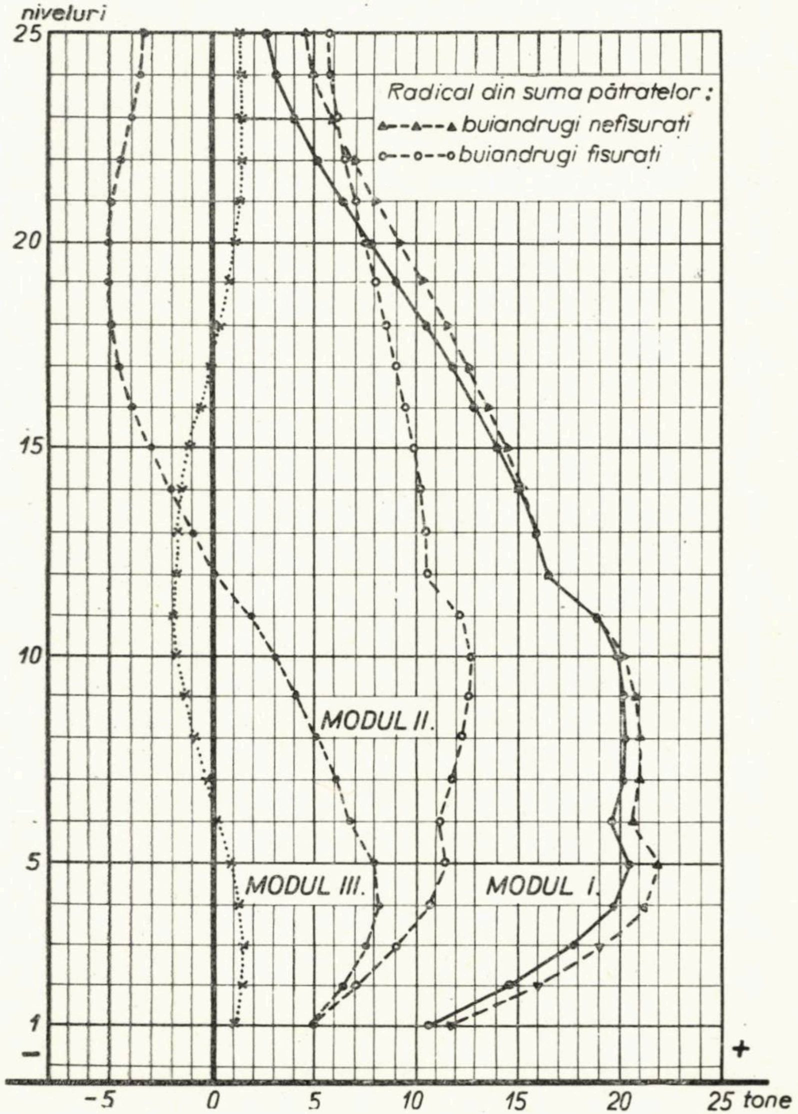

niveluri
25
20
15
10
5
1
−
+
Radical din suma pătratelor:
buiandrugi nefisurați
buiandrugi fisurați
MODUL I.
MODUL II.
MODUL III.
-5 0 5 10 15 20 25 tone

Fig. 9

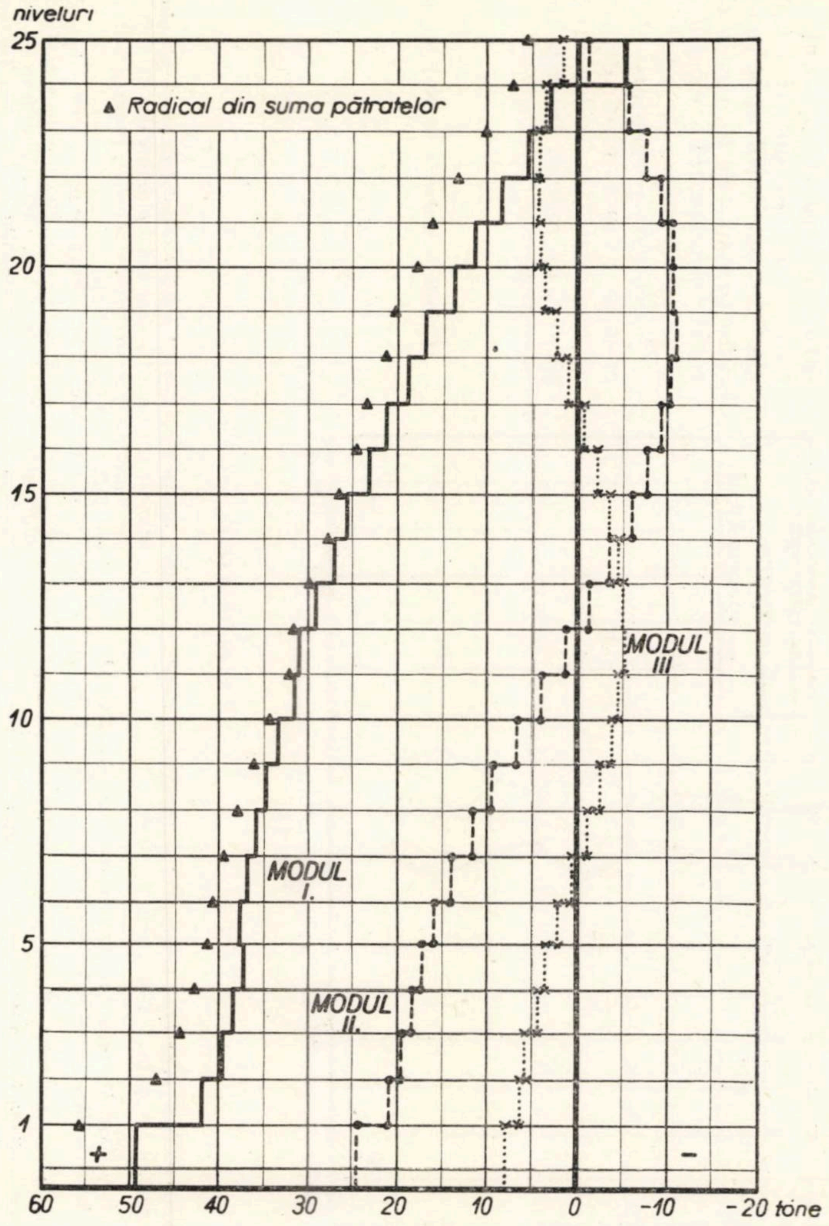

niveluri
25
20
15
10
5
1
▲ Radical din suma pătratelor
MODUL I.
MODUL II.
MODUL III
+
−
60
50
40
30
20
10
0
−10
−20 tone

Fig. 10

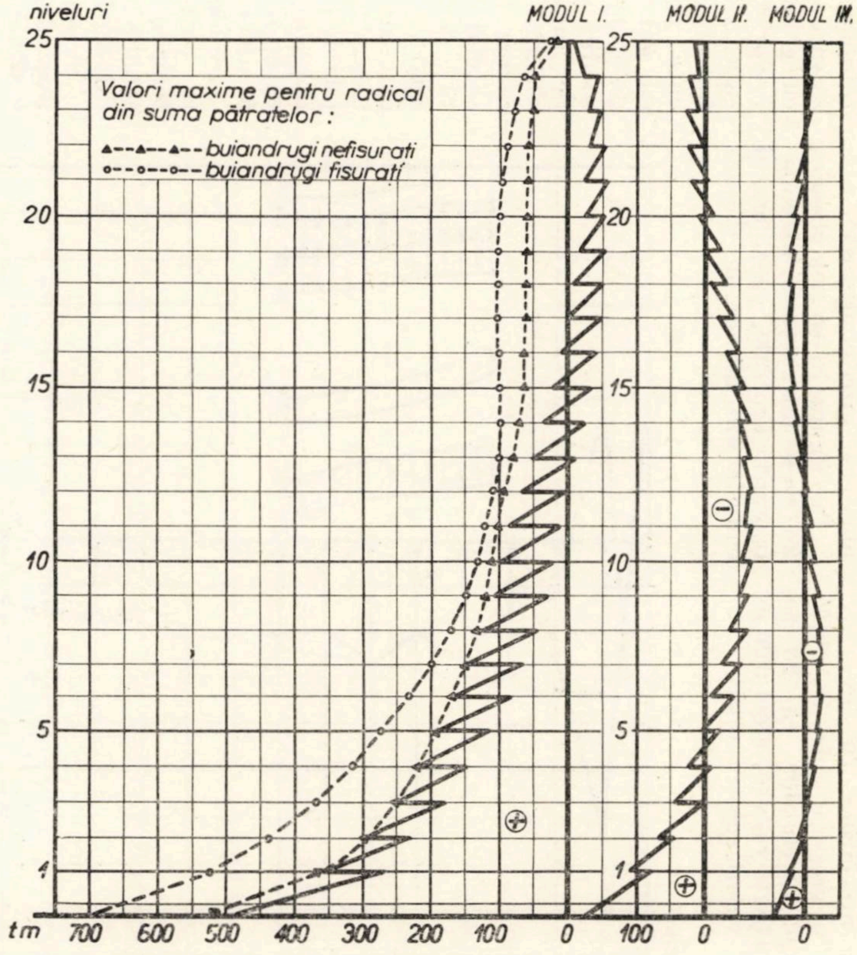

niveluri
25
20
15
10
5
1
MODUL I.
MODUL II.
MODUL III.
Valori maxime pentru radical din suma pătratelor :
▲--▲--▲-- buiandrugi nefisurați
o--o--o-- buiandrugi fisurați
⊕
⊖
t m
700
600
500
400
300
200
100
0
100
0
0

Fig. 11

30—50% în zona nivelurilor 1—9;

— un minim al creşterii în zona nivelurilor 10—13;

— o creştere de 70—80% în zona nivelurilor 15—23 (cu importanţă redusă, eforturile avînd valori relativ mici).

Se poate considera că, de la nivelul 13 în sus, valoarea radicalului sumei pătratelor momentelor este constantă.

În figura 12 se pot observa forţele de interacţiune între diafragmele centrale, cu goluri, şi cadrele din faţade, în ipoteza cu buiandrugii nefisuraţi, pentru modul I de vibraţie. Punctat, este reprezentată sarcina totală exterioară (vezi şi fig. 8), care se distribuie diafragmelor cu goluri (linia plină) şi cadrelor din faţade (linia întreruptă). Se constată că, în conformitate cu consideraţiile făcute mai înainte, diafragmele cu goluri, avînd un mod de deformaţie mai apropiat de modul de deformaţie specific de încovoiere, se încarcă la ultimul nivel cu sarcini în sens invers sensului de acţiune al sarcinii seismice (stînga-dreapta). Se observă că pe cadre apar, la nivelurile inferioare (nivelurile 1—11), forţe în sens invers acţiunii exterioare, forţele de interacţiune avînd valori importante faţă de solicitarea exterioară, în special la primele 6 niveluri.

Se observă, de asemenea, nişte vîrfuri ale diagramei forţelor de interacţiune în zona schimbării grosimii diafragmelor (nivelurile 5—6 şi 11—12).

Se observă că asigurarea aceleaşi deformate a cadrelor şi a diafragmelor cu goluri (fig. 7) duce la forţe de interacţiune care au valori şi aluri de variaţie ce nu pot fi intuite, ele fiind rezultatul unor calcule numerice posibile numai cu ajutorul calculatoarelor electronice şi folosind programe adecvate.

Aspectele prezentate atrag atenţia asupra unui domeniu al calculului structurilor care depăşesc, de regulă, intuiţia inginerească.

Primit la redacţie la 20 febr. 1973

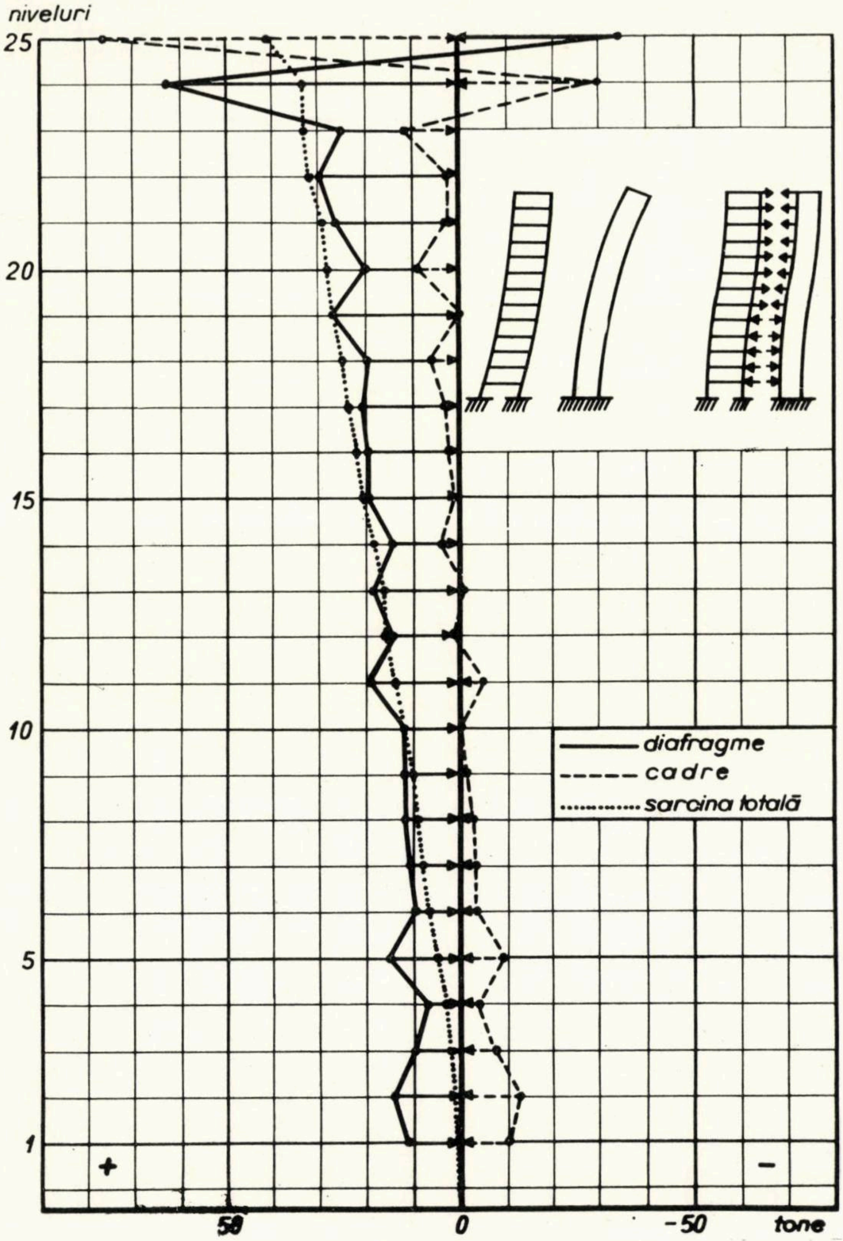


Fig. 12

BIBLIOGRAFIE

[1] A. C. I. Committee 442: *Response of Buildings to Lateral Forces.* J.A.C.I. nr. 2/1971, pag. 81—106.

[2] * * * *Normativ pentru proiectarea construcţiilor civile şi industriale din regiuni seismice. Indicativ P 13—70.*

[3] Lupaş A.: *Calculul structurilor multietajate, cu conlucrare spaţială, la sarcini orizontale.* În proiect I.P.C.T. nr. 4203, dec. 1966.

[4] Lerner E.: *Referat privind calculul cu ajutorul calculatoarelor electronice al structurilor alcătuite din diafragme de beton armat supuse la solicitări seismice.* În proiect ISART nr. D35—170, sept. 1971.

[5] Lerner E., Mager V.: *Programe pentru calculul la solicitări seismice al structurilor de beton armat alcătuite din: diafragme pline şi cu goluri, cadre, diafragme şi cadre.* Comunicare la a V-a conferinţă de betoane, Timişoara, oct. 1972.

CZ 721.021:338.062.03.002

EXEMPLU PRACTIC DE ALEGERE A SOLUŢIILOR CONSTRUCTIVE OPTIME ÎN PROIECTARE CU AJUTORUL INDICILOR TEHNICO–ECONOMICI

Ing. IOAN T. ŞTEFĂNESCU
Centrul de organizare şi cibernetică în construcţii

Alegerea soluţiilor constructive optime ale unui obiect de construcţii presupune existenţa unui număr de soluţii posibile pe care proiectantul să le compare astfel încît să poată alege soluţia optimă, avînd în vedere o serie întreagă de criterii care se urmăresc în etapa respectivă. Criteriile de optimizare curente rezultă din directivele trasate de organele superioare de conducere şi se referă, în primul rînd, la reducerea consumului de oţel şi ciment etc., la reducerea duratei de execuţie a construcţiilor, la reducerea preţului de deviz şi a consumului de muncă. Ordinea de prioritate a criteriilor poate diferi de la o perioadă la alta, în funcţie de interesele economiei naţionale.

Decizia de alegere a soluţiei optime în proiectare în funcţie de anumite criterii este dictată de multe ori de intuiţie bazată pe datele experienţei.

În etapa actuală, însă, este necesar ca intuiţia şi experienţa să fie completate de informaţie şi raţionament.

Prin introducerea diferitelor metode şi modele ale cercetării operaţionale apare posibilitatea unei mai bune fundamentări a deciziilor referitoare la compararea diferitelor variante constructive, permiţînd şi folosirea calculatoarelor electronice în scopul optimizării soluţiilor.

În vederea optimizării soluţiilor în proiectare este necesar să se treacă de la analiza de ansamblu a obiectului de construcţii la o analiză a părţilor componente, obiectul fiind considerat ca o reuniune de părţi componente (subansambluri) raţional delimitate, interşanjabile şi cu posibilităţi de combinare în diverse moduri.

În ceea ce priveşte metodele şi modelele pe care decidentul le are la dispoziţie, ele sînt foarte numeroase, gama acestora se lărgeşte continuu şi, în acest sens, cercetările INCERC s-au finalizat prin elaborarea unor modele aplicabile în domenul construcţiilor, folosind programarea dinamică şi analiza multilaterală a soluţiilor.

Exemplul tratat în prezenta lucrare constituie o aplicare practică a studiului elaborat de INCERC în iunie 1972 referitor la „Metode şi modele de alegere a soluţiilor constructive optime în planificare şi proiectare cu ajutorul indicilor tehnico-economici".

Pentru exemplificarea utilităţii modelelor elaborate de INCERC s-a considerat o hală industrială cu un singur nivel, realizată din elemente prefabricate tip I.P.C., cu dimensiunea în plan a tramei de 24 × 6 (24 × 12) şi înălţimea de 4,80 m. Aceşti parametri stabiliţi, împreună cu precizarea dimensiunilor în plan ale halei, sînt elementele pe care le primeşte proiectantul construcţiei de la proiectantul de tehnologie.

În vederea alegerii soluţiei optime s-au luat în considerare următorii indicatori:

- consum ciment (kg/m^2 tramă);
- consum metal (kg/m^2 tramă);
- consum manoperă (ore/m^2 tramă);
- cost total (lei/m^2 tramă).

Structura halei s-a considerat desfăcută în 6 subansambluri, după cum urmează:

A. fundaţii izolate (A_1 pentru trama de 24 × 6 şi A_2—A_3 pentru trama de 24×12);
B. structura de rezistenţă + termoizolaţia (B_1—B_3 pentru trama de 24 × 6 şi B_4—B_9 pentru trama de 24 × 12);
C. învelitoare (hidroizolaţii);
D. închideri (D_1—D_4 pentru trama de 24 × 6 şi D_5—D_7 pentru trama de 24 × 12);
E. tîmplărie;
F pardoseli.

Fiecare subansamblu este prezentat în mai multe variante, iar fiecare variantă este caracterizată printr-o serie de indici tehnico-economici (consum ciment, metal, ore manoperă şi cost total).

Datele problemei sînt descrise în graful secvenţial din anexa nr. 5, astfel:

— fiecare variantă este reprezentată printr-un nod;

— nodurile (variantele) care aparţin unui subansamblu sînt amplasate pe aceeaşi verticală;

— compatibilitatea dintre două subansambluri este reprezentată printr-un arc.

Analiza și stabilirea indicilor de consum și cost s-au făcut în ipoteza unei hale industriale calculate pentru gradul de seismicitate 8, avînd sarcina normată, la nivelul elementului de acoperiș, de 265 kg/m² și pentru umiditatea interioară de 60%.

Trama analizată s-a considerat ca fiind fără luminator, influența luminatorului urmînd a se stabili în funcție de procentul de suprafață de luminator din suprafața tramei.

De asemenea, nu au fost luate în considerare următoarele influențe :

1) influența fundațiilor marginale transversale asupra tramei curente prin variația numărului de travee, conform proiect I.P.C. nr. 3048/A2 ;

2) influența fundațiilor marginale longitudinale asupra tramei curente prin variația numărului de deschideri, conf. proiect I.P.C. specificat la punctul 1.

Aceste influențe (consum de ciment, metal, manoperă și cost) pot fi adăugate la subansamblurile respective, putîndu-se în acest mod optimiza orice hală în funcție de dimensiunile impuse de procesul tehnologic respectiv.

Dacă totuși, din anumite considerente, este necesar ca acele influențe să fie evidențiate separat ca formînd un grup distinct de subansambluri, se va avea în vedere să se respecte întocmai compatibilitățile subansamblurilor precedente față de cele următoare.

Indicii tehnico-economici ai tuturor subansamblurilor din anexa 5 au fost obținuți astfel :

A. — La cele 3 tipuri de fundații (A_{1-2-3}), au fost luați din proiectele tip I.P.C. nr. 3048/A_2 — 2066/D100—2066/D 200—2100/D.

Fundațiile au fost considerate normale la 1,5 m sub nivelul terenului pentru o presiune admisibilă de 2 kg/cm².

B. — La structura de rezistență au fost luați din proiectul I.P.C. nr. 2150/a (Structuri de hale industriale tip parter realizate cu elemente tipizate. Studiu comparativ tehnico-economic).

La indicii din catalog s-au adăugat și consumurile de ciment aferente tipurilor de termoizolații folosite.

C. — La învelitoare au fost calculați din indicatorul „C'' în vigoare.

D. — La închideri au fost luați din proiectele I.P.C. nr 3001—1585/b II—III ; 2122 II C—2122 IV—1585/IV și 2122/I. Indicii au fost obținuți prin raportarea unui m de perete cu întreaga înălțime (fără ferestre) la deschiderea halei, În cazul tramei curente, s-au luat 2 pereți a 1 m fiecare.

E. — La tîmplărie au fost luați din proiectele I.P.C. nr. 5082 (ferestre de aluminiu) — 2150/I (ferestre din tablă ambutisată) — 1585/V (panou vitrat din b.a.). Indicii au fost calculați pentru două rînduri de ferestre a 1,2 m înălțime.

F. — La pardoseli au fost calculați din indicatoarele și cataloagele în vigoare.

Ambele tipuri de pardoseli s-au considerat a fi executate pe un pat de balast cilindrat de 20 cm grosime.

După cum se vede din anexa nr. 5, fiecare din cele 6 subansambluri, cu variantele considerate, constituie o secvență.

Ne interesează drumurile (succesiunile) alcătuite din cele 6 secvențe (subansambluri), iar fiecare secvență intervine cu un singur nod (variantă).

Graful fiind de ordinul 6, lungimea unui drum este $6-1=5$.

Dacă se admite ipoteza limită că toate variantele sînt compatibile între ele și că hala considerată poate fi alcătuită prin orice combinație de variante, atunci numărul teoretic al drumurilor ar fi $3 \times 9 \times 2 \times 7 \times 4 \times 2 = 3024$. Datorită însă compatibilităților ce intervin între secvențele respective, numărul drumurilor s-a redus simțitor (762 drumuri), încît se poate calcula foarte rapid drumul optim fără a fi necesar să mai apelăm la ajutorul calculatorului electronic.

Obiectul final (trama curentă a halei) se realizează prin parcurgerea tuturor secvențelor grafului, legăturile de compatibilitate fiind considerate numai între două secvențe consecutive.

Datorită acestei particularități a grafului utilizat, pentru a putea prinde influența unei variante de subansamblu dintr-o secvență asupra alteia, care nu se află în secvența imediat următoare, s-a folosit o metodă practică de rezolvare.

În exemplul grafului pentru tramă curentă din anexa nr. 5 a fost necesar să se repete, în cadrul secvenței **C**, variantele C_1 și C_2 pentru a respecta întocmai compatibilitățile dintre secvențele **B** și **D** ($B_1-B_2-B_3$ cu $D_1-D_2-D_3-D_4$ și $B_4-B_5-B_6-B_7-B_8-B_9$ cu $D_5-D_6-D_7$).

Pentru că variantele secvenței **C** sînt compatibile cu toate variantele din secvențele **B** și *D*, există tendința ca toate variantele secvenței **B** să fie legate cu cele două variante ale secvenței **C** și acestea din urmă să fie legate cu toate variantele secvenței **D**, ceea ce nu putea fi adevărat.

Pentru a nu se genera astfel de greșeli trebuie acordată o mare atenție, în grafurile de tip secvențial, respectării întocmai a tuturor compatibilităților secvențelor de orice rang.

În cadrul anexei nr. 6 s-a întocmit același graf în mai multe secvențe, după cum urmează

A — fundații ;
B — stîlpi ;
C — elemente principale de acoperiș ;
D — suportul învelitorii ;
E — învelitoare ;
F — închideri ;
G — tîmplărie ;
H — pardoseli.

Se observă că în noul graf, secvența **B** din graful nr. 5 a fost desfăcută în cele 3 secvențe componente, notate cu **B**, **C** și **D**, iar restul secvențelor au rămas aceleași.

Pentru respectarea compatibilității secvențelor **A**, **B**, **C** cu secvența **F** a fost necesar ca o parte din variantele secvențelor **D** și **E** să fie repetate, datorită condiției de compatibilitate între traveea de 6 m cu închiderile F_1-F_4.

Graful calculat în anexa nr. 6 demonstrează că prin mărirea numărului de secvențe se ajunge la același rezultat dacă se respectă întocmai compatibilitățile de orice rang, dar rezultă un volum de calcul mai mare.

În continuare s-a mai executat același graf, în a treia variantă, în anexa nr. 7, în care s-a schimbat rangul anumitor secvențe, fiind ordonate astfel :

A — fundaţii ;
B — structura de rezistenţă + termoizolaţie ;
C — închideri ;
D — tîmplărie ;
E — învelitoare ;
F — pardoseli.

Adică au fost trecute într-o succesiune logică secvenţele ce aveau condiţionări determinante, iar secvenţele care erau compatibile cu toate variantele precedente şi următoarele s-au trecut la partea finală a grafului.

Graful astfel calculat a ajuns la acelaşi rezultat final, dar cu un volum de calcul mult mai redus.

Din aceste exemple se desprinde concluzia că, în grafurile secvenţiale, este bine să se grupeze la început secvenţele care au condiţionări determinante, iar la finele grafului să se grupeze numai acelea care au grad maxim de compatibilitate cu toate variantele din graf. Prin acest sistem se uşurează volumul de calcul, şi, în acelaşi timp, nu va mai fi necesar să repetăm anumite variante pentru respectarea compatibilităţii a două secvenţe neadiacente.

La calculul tuturor drumurilor elementare din anexa nr. 5 s-a folosit un algoritm similar cu cel utilizat în metoda drumului critic, cu deosebirea că operatorul aplicat este „minim'' în loc de „maxim''.

Dacă totuşi indicatorul urmărit era beneficiul, atunci se căuta drumul de lungime maximă.

Calculul drumurilor elementare s-a efectuat direct pe graficul secvenţial pentru a veni în ajutorul decidentului, care are de ales soluţia care respectă întocmai restricţiile impuse.

Sub fiecare variantă de subansamblu s-au trecut, în partea de mijloc, indicatorii urmăriţi:

— consum de ciment în kg/m^2 tramă
— consum metal în kg/m^2 tramă
— durata în ore/m^2 tramă
— preţ cost în lei/m^2 tramă.

În partea stîngă a variantelor de subansambluri s-au trecut indicatorii cumulaţi proveniţi din variantele precedente, care se aleg astfel:

Dacă printr-o variantă de subansamblu trec mai multe drumuri, atunci se aleg de la variantele precedente indicatorii cei mai mici.

În partea dreaptă a fiecărei variante s-a trecut suma obţinută prin adunarea indicatorilor variantei respective (trecuţi la mijloc) cu indicatorii obţinuţi anterior (trecuţi în partea stîngă).

EXEMPLU: Varianta C_2 din anexa 5 este legată cu arce de 3 activităţi precedente : B_1—B_2 şi B_3, care au următoarele consumuri de ciment cumulate: 101,1 kg, 87,30 kg şi 107,00 kg.

Se va alege deci consumul de 87,30 kg ciment transmis de varianta B_2.

La fel se procedează şi cu ceilalţi indicatori. Indicatorilor astfel obţinuţi li se adaugă cei ai variantei respective şi rezultatul se înscrie în partea dreaptă. Mai departe se procedează în acelaşi mod pînă ce se epuizează toate variantele grafului.

După terminarea calculului vom citi în partea dreaptă a variantelor finale F_1 şi F_2 din anexa nr. 5 indicatorii cumulaţi ai drumurilor complete.

Din aceştia, alegem pe cei mai mici, deoarece ei aparţin drumului optim căutat.

Pentru cazul analizat, în anexa nr. 5 s-au obţinut următoarele valori minime :

— ciment = 111,29 kg/m^2 tramă
— metal = 23,35 ,, ,,
— durată = 9,179 ore/m^2 ,,
— preţ = 499,32 lei/m^2 ,,

Se marchează aceste valori cu cîte un asterisc. În continuare se transmit aceste asteriscuri (parcurgînd graful înapoi) numai la acele cifre care au condus la obţinerea valorilor finale minime.

În acest mod se obţine o marcare rapidă a tuturor variantelor optime. Deci obţinem astfel toate variantele prin care trec cele 4 drumuri optime căutate.

În continuare, pentru determinarea celor 4 drumuri suboptime a fost necesar să se efectueze calculul în sens invers, pornind de la variantele finale F_1 şi F_2.

Pentru a nu se încărca graful cu prea multe cifre, s-a arătat în anexa nr. 5 parcurgerea grafului în sens invers numai pentru consumul de ciment.

Astfel, s-a înscris în paranteză, în partea din dreapta a activităţii F_2, consumul minim de ciment obţinut anterior (111,29 kg); din acesta s-a scăzut consumul pentru realizarea activităţii F_2 (21 kg) şi rezultatul (90,29 kg) s-a înscris în paranteză, în partea stîngă a activităţii.

În continuare se transmite cifra din paranteză la toate activităţile din stînga, în funcţie de legăturile de compatibilitate respective.

Se va avea în vedere ca la acest calcul în sens invers să se transmită, de la variantele din dreapta (în cazul mai multor arce) la cele din stînga, valorile cele mai mari ale indicatorilor înscrişi în paranteze. Adică, în sensul de parcurgere de la stînga la dreapta se transmit valorile cele mai mici, iar la calculul în sens invers se transmit cele mai mari.

La fiecare variantă se va avea grijă să se scadă valorile indicatorilor proprii.

EXEMPLU. Subansamblul A_1 este legat prin 3 arce cu subansamblurile B_1 — B_2 — B_3, care au următoarele consumuri de ciment în paranteze: — 7,85 kg ; + 5,95 kg şi — 13,85 kg. Alegem pe cel mai mare, adică + 5,95 şi-l transmitem la A_1. Scădem apoi cantitatea de ciment necesară variantei A_1 de 8,70 kg şi cifra obţinută, de — 2,75 kg, o înscriem în paranteză în partea stîngă a subansamblului A_1.

În acest mod se parcurg toate drumurile elementare în sens invers, ajungîndu-se astfel la primele variante ale grafului, unde vom constata că drumul optim se închide cu valoarea zero (vezi subansamblul A_2), iar celelalte cu valori nagative.

Diferenţele dintre valorile înscrise în paranteză şi cele obţinute anterior reprezintă cantitatea de ciment necesară în plus, dacă vom alege alt drum decît cel optim calculat anterior. Totuşi, şi prin acest calcul în sens invers se poate identifica imediat drumul optim marcînd variantele la care valoarea înscrisă în paranteză corespunde cu aceea obţinută anterior.

În afara celor 4 drumuri optime, s-au marcat în graful din figura nr. 5 şi drumurile suboptime (cele mai apropiate de optim) cu următoarele litere :

C = drum optim consum de ciment ;
c = " suboptim " " " ;
M = " optim " " metal ;
m = " suboptim " " " ;
D = " optim " manoperă ;
d = " suboptim ,, ,, ;
P = " optim reducere preţ cost ;
p = " suboptim ,, ,, ,, ;

Pentru ciment s-a marcat drumul care începe cu valoarea cea mai apropiată de optim, şi anume —2,75 kg, înscrisă în partea stîngă a subansamblului A_1. S-au urmărit pînă la capăt cifrele din care a rezultat cantitatea respectivă marcîndu-se astfel drumul suboptim la ciment cu litera c.

În acelaşi mod au fost obţinute şi celelalte drumuri suboptime.

Aceste drumuri suboptime vor uşura munca decidentului care are de ales o anumită variantă din mai multe variante posibile, astfel încît la alegerea respectivă să nu se depărteze prea mult de drumul optim respectiv.

Drumurile optime obţinute sînt următoarele :

1) *Consum redus de ciment* $= A_2 - B_4 - C_{1,2} - D_6 + E_{1,2,3} - F_2$

— fundaţii izolate tip $D_{22-23-24}$;
— stîlpi b.a. pref. S202.1 ;
— fermă transversală b.a. pref. $F_{24\text{-}II\text{-}6}$
— " longitudinală " " Fj — 2u ;
— hidroizolaţie cu termoizolaţie de polistiren ;
— închideri cu plăci azbostiren dispuse orizontal ;
— ferestre metalice ;
— pardoseli din asfalt de 3 cm grosime.

2) *Consum redus de metal* $= A_1 + B_1 + C_{1,2} + D_2 + E_1 + F_{1,2}$

— fundaţii izolate tip $C_{17-18-19}$;
— stîlpi din b.a. pref. S101—1 ;
— fermă transversală de b.a. pref. $F_{24-II-6}$;
— fermă longitudinală ,, ,, ,, ,, FR_6;
— hidroizolaţii cu termoizolaţie de b.c.a. ;
— închideri cu azbociment ondulat ;
— ferestre de aluminiu ;
— pardoseli din beton (asfalt).

3) *Consum redus de ore manoperă* $= A_1 + B_2 + C_{1,2} + D_4 + E_1 + F_1$

— fundaţii izolate tip $C_{17-18-19}$;
— stîlpi din b.a. pref. S101—1 ;
— fermă transversală b.a. pref. F_{24-I-6};
— " longitudinală " " FR_6;
— plăci pline b.c.a. G.b.1.1.
— hidroizolaţii ;
— închideri din plăci azbostiren verticale ;
— ferestre de aluminiu ;
— pardoseală din beton sclivisită.

4) *Reducere preţ de cost* $= A_1 + B_1 + C_2 + D_2 + E_2 + F_1$
— fundaţii izolate tip $C_{17-18-19}$;
— stîlpi b.a. pref. S 101—1 ;
— fermă transversală b.a. pref. $F_{24-II-6}$;
— fermă longitudinală b.a. pref. FR_6;
— cheson b.a. pref. 3/6 ;
— hidroizolaţie cu termoizolaţia din b.c.a. ;
— închideri cu azbociment ondulat ;
— ferestre metalice din tablă ambutisată ;
— pardoseală din beton sclivisită.

În acelaşi mod au fost calculate şi drumurile cele mai defavorabile din punctul de vedere al consumului de : ciment, metal, ore manoperă şi preţ de cost.

Aceste drumuri au fost obţinute urmărind valorile cele mai mari ale indicatorilor respectivi.

EXEMPLU. Drumul cel mai defavorabil, din punctul de vedere al preţului de cost se compune din variantele : $A_2 + B_6 + C_1 + D_6 + E_1 + F_2$, şi anume :
— fundaţii izolate tip $D_{22-23-24}$;
— stîlpi b.a. pref. S 202—1 ;
— fermă transversală b.a. pref. F_{24-I-6};
— fermă longitudinală b.a. pref. Fj—3 u ;
— pană pref. PB II ;
— cheson b.a. pref. 0,75 × 3 ;
— termoizolaţie b.c.a. ;
— hidroizolaţie 2p + 1 c + 4b ;
— închideri cu plăci azbostiren dispuse orizontal ;
— ferestre de aluminiu ;
— pardoseli din asfalt turnat.

În anexa nr. 1 s-au comparat toate soluţiile optime cu cele suboptime, ajungîndu-se la concluzia că, din punctul de vedere al consumului de ciment, este mai avantajoasă varianta suboptimă, deoarece varianta optimă are o depăşire la preţul de cost de 95,40 lei/m² tramă, care este dominantă faţă de economiile mino obţinute la ciment, metal şi ore manoper De aceea, la alegerea soluţiei finale s-a lua în considerare varianta suboptimă din punctul de vedere al consumului de ciment.

La ceilalţi indicatori au rezultat ca dominante drumurile optime.

În anexa nr. 2 s-au comparat soluţiile optime cu cele mai defavorabile, rezultînd următoarele aspecte :

— la ciment se realizează o economie de 37,50 %, respectiv de 72,14 kg ciment/m² tramă ;

— la metal se realizează o economie de 33 %, respectiv de 11,86 kg metal/m² tramă ;

— la consum ore manoperă pe şantier se realizează o economie de 29 %, respectiv 3,758 ore/m² tramă ;

— preţul de cost se reduce cu 30 %, respectiv cu 213,83 lei/m² tramă.

Deci, în cazul utilizării soluţiilor optime se pot obţine economii importante la indicatorii urmăriţi. Aceste economii ilustrează cît de mare este intervalul în care ne putem situa în cazul cînd alegerea variantelor s-ar face cu ajutorul intuiţiei bazate pe experienţă.

În continuare, în anexa nr. 3, s-a procedat la alegerea soluţiei finale în funcţie de cele 4 restricţii (indicatori).

S-a constatat în graful din anexa nr. 5 că toate cele 4 drumuri optime trec prin varian-

ANEXA 1

TABEL COMPARATIV
AL SOLUȚIILOR OPTIME CU CELE SUBOPTIME

INDICATORI	VARIANTE							CONSUM CIMENT	CONSUM METAL	DURATĂ	PREȚ COST
CIMENT Kg/m² TRAMĂ	OPTIMĂ	A_2	B_4	C_2	D_6	E_2	F_2	111^{29}	29^{62}	11^{337}	608^{32}
	SUBOPTIMĂ	A_1	B_2	C_2	D_2	E_2	F_2	114^{04}	30^{00}	10^{569}	512^{92}
	ECONOMII							2^{75}	0^{38}	0^{768}	-
	DEPĂȘIRI							-	-	-	$\boxed{95^{40}}$
	%							2^{41}	1^{27}	6^{75}	$\boxed{15^{70}}$
METAL Kg/m² TRAMĂ	OPTIMĂ	A_1	B_1	C_{1-2}	D_2	E_1	F_{1-2}	117^{84}	23^{95}	10^{757}	547^{12}
	SUBOPTIMĂ	A_1	B_3	C_{1-2}	D_2	E_1	F_{1-2}	147^{74}	25^{95}	11^{323}	584^{42}
	ECONOMII							29^{90}	2^{00}	0^{566}	37^{30}
	DEPĂȘIRI							-	-	-	-
	%							20^{00}	7^{70}	5^{00}	6^{30}
DURATĂ ORE MANOPERĂ pe m² TRAMĂ	OPTIMĂ	A_1	B_2	C_{1-2}	D_4	E_1	F_1	134^{80}	29^{40}	9^{179}	612^{92}
	SUBOPTIMĂ	A_3	B_7	C_{1-2}	D_6	E_1	F_1	134^{19}	30^{01}	9^{683}	628^{57}
	ECONOMII							-	0^{61}	0^{504}	15^{65}
	DEPĂȘIRI							$\boxed{0^{61}}$	-	-	-
	%							$\boxed{0^{45}}$	0^{20}	0^{52}	2^{50}
PREȚ COST lei/m² TRAMĂ	OPTIMĂ	A_1	B_1	C_2	D_2	E_2	F_1	117^{84}	25^{59}	10^{907}	499^{32}
	SUBOPTIMĂ	A_1	B_2	C_2	D_2	E_2	F_1	126^{04}	30^{00}	10^{149}	501^{92}
	ECONOMII							8^{20}	4^{41}	-	2^{60}
	DEPĂȘIRI							-	-	$\boxed{0^{758}}$	-
	%							6^{50}	14^{70}	$\boxed{7^{00}}$	0^{52}

ANEXA 2

TABEL COMPARATIV
SOLUȚII OPTIME CU CELE DEFAVORABILE

INDICATORI	VARIANTE							CONSUM CIMENT	CONSUM METAL	DURATĂ	PREȚ COST
CIMENT Kg/m² TRAMĂ	OPTIMĂ	A_2	B_4	C_2	D_6	E_2	F_2	111^{29}	29^{62}	11^{337}	608^{32}
	DEFAVORABILĂ	A_2	B_6	C_1	D_5	E_4	F_1	183^{43}	33^{26}	11^{767}	601^{55}
	ECONOMII							72^{14}	3^{64}	0^{430}	-
	DEPĂȘIRI							-	-	-	6^{77}
	%							$\boxed{37^{50}}$	11^{00}	3^{66}	1^{02}
METAL Kg/m² TRAMĂ	OPTIMĂ	A_1	B_1	C_2	D_2	E_1	F_1	117^{84}	23^{95}	10^{757}	547^{12}
	DEFAVORABILĂ	A_2	B_5	C_1	D_5	E_4	F_2	149^{63}	35^{81}	10^{865}	578^{95}
	ECONOMII							31^{79}	11^{86}	0^{108}	31^{83}
	DEPĂȘIRI							-	-	-	-
	%							21^{30}	$\boxed{33^{00}}$	1^{00}	5^{50}
DURATĂ ORE MANOPERĂ pe m² TRAMĂ	OPTIMĂ	A_1	B_2	C_2	D_4	E_1	F_1	134^{80}	29^{40}	9^{179}	612^{92}
	DEFAVORABILĂ	A_2	B_6	C_1	D_7	E_4	F_2	149^{31}	32^{08}	12^{937}	645^{55}
	ECONOMII							14^{51}	2^{68}	3^{758}	32^{63}
	DEPĂȘIRI							-	-	-	-
	%							9^{80}	8^{20}	$\boxed{29^{00}}$	5^{05}
PREȚ COST lei/m² TRAMĂ	OPTIMĂ	A_1	B_1	C_2	D_2	E_2	F_1	117^{84}	25^{59}	10^{907}	499^{32}
	DEFAVORABILĂ	A_2	B_6	C_1	D_6	E_1	F_2	141^{29}	30^{07}	11^{997}	713^{15}
	ECONOMII							23^{45}	4^{48}	1^{09}	213^{83}
	DEPĂȘIRI							-	-	-	-
	%							16^{60}	14^{90}	9^{10}	$\boxed{30^{00}}$

tele (subansamblurile) A_1 şi C_2 şi, de aceea, în anexa nr. 3 s-au comparat numai celelalte variante în funcţie de restricţiile respective.

EXEMPLU. Între variantele B_1 şi B_2 s-a ales B_1, deoarece se constată că se obţin economii la ciment, metal şi preţul de cost. A rezultat totuşi o depăşire la durată de 0,758 ore manoperă/m² tramă, care nu a fost luată în consideraţie deoarece s-a acordat prioritate celorlalte criterii.

Această depăşire de „ore manoperă" va putea fi recuperată cînd se va trece la execuţie cu ajutorul graficelor-reţea.

În acelaşi sistem au fost selecţionate şi variantele : D_2, E_2 şi F_1.

Soluţia astfel aleasă se compune din variantele (subansamblurile) : $A_1 + B_1 + C_2 + D_2 + E_2 + F_1$ care corespund întocmai drumului de cost minim determinat anterior.

În exemplul de faţă alegerea a fost destul de simplă deoarece trebuia să alegem o variantă din două posibile.

În cazul în care la alegerea respectivă se vor întîlni mai mult de două variante, atunci va fi necesar ca la alegerea respectivă să fie utilizat şi studiul INCERC cu privire la „*Metodologia de calcul a indicilor de echivalenţă*", elaborat în octombrie 1972.

În continuare, în anexa nr. 4 a fost comparată soluţia optimă din punctul de vedere al preţului de cost cu soluţia cea mai defavorabilă tot din punctul de vedere al preţului de cost.

Din comparaţie a rezultat că se obţin economii la toţi indicatorii între 9% şi 30%.

Dacă vom urmări drumul optim ales în graful din anexa nr. 5 observăm că el trece numai prin trama de 24 × 6 m (dimensiunile tramelor sînt specificate la variantele din secvenţele **B** şi **D**).

De asemenea, se mai observă că drumul cel mai defavorabil din punctul de vedere al preţului de cost trece prin trama de 24 × 12 m.

Deci, la deschideri de hale mari este mai economic să se aleagă traveea de 6 m în locul celei de 12 m.

Totuşi, în cazurile cînd procesul tehnologic din interiorul halei impune un anumit tip de travee şi numai anumite tipuri de pereţi, atunci, pentru uşurinţă, se vor introduce în calculul grafului numai acele soluţii posibile de realizat în funcţie de condiţiile impuse.

În vederea generalizării aplicării acestei metode de alegere a soluţiilor optime în proiectare sînt necesare unele pregătiri în vederea creării colecţiei de date (indici tehnico-economici) pe părţi de obiecte (subansambluri) pentru toate tipurile de obiecte care au un grad mare de repetabilitate.

Pentru obţinerea acestei colecţii de indici pe părţi de obiecte (subansambluri) este necesar să se procedeze la gruparea articolelor în documentaţia economică pe subansambluri bine delimitate spaţial şi cu posibilităţi de combinare în diverse moduri.

Totuşi, trebuie avut în vedere ca la constituirea subansamblurilor să se separe din obiectul respectiv toate lucrările care ar putea împiedica compararea cu alte obiecte similare.

Deci, în cadrul devizului se pot înscrie într-o anumită ordine toate subansamblurile în care a fost desfăcut obiectul respectiv (delimitarea lor făcîndu-se cu ajutorul unor subtotaluri), iar la finele devizului se vor putea înscrie în cadrul titlului „REST LUCRĂRI DE CONSTRUCŢII" (ca un ultim subansamblu), toate articolele de lucrări care ar putea stînjeni compararea celorlalte subansambluri.

Acest ultim subansamblu va avea indici tehnico-economici diferiţi pentru fiecare hală în parte, astfel că prin însumarea lor cu cei ai subansamblurilor precedente să se poată obţine şi indici pe întreaga hală.

La prima vedere, această separare a articolelor pe părţi de obiecte (subansambluri) în antemăsurătoare şi deviz ar duce la un surplus de muncă în faza de proiectare. Totuşi, acest surplus de muncă în anii următori va contribui la uşurarea substanţială a muncii în proiectare, deoarece structura halei obţinută prin optimizare conform modelului din anexa nr. 5 este definită.

Proiectantului îi va reveni sarcina de a face adaptarea fundaţiilor şi a pardoselilor la natura terenului respectiv, precum şi definirea articolelor de lucrări ce ar intra în cadrul ultimului subansamblu (rest lucrări de construcţii).

În prezent, INCERC studiază o metodologie privind desfacerea obiectelor de construcţii în subansambluri componente, realizînd în acelaşi timp şi codificarea acestora.

Introducerea codificării va permite centralizarea indicilor tehnico-economici pe subansambluri şi pe tipuri de obiecte similare cu ajutorul calculatoarelor electronice în vederea exploatării datelor în funcţie de scopurile urmărite.

Prin acest exemplu studiat s-a demonstrat că prin introducerea unei metode a cercetării operaţionale în faza de proiectare se vor putea aduce economii prin ieftinirea lucrărilor de construcţii, economii care au o importanţă mare pentru economia naţională.

Primit la redacţie la 6 martie 1973

BIBLIOGRAFIE

[1] Kaufmann A., Desbazeille G. : *La méthode du chemin critique. Application aux programmes de production et d'études de la méthode P.E.R.T. et de ses variantes.* Paris, 1966. (*Metoda drumului critic.* București, Editura tehnică, 1967).

[2] Avram Marcu, Stefănescu Ion, Lazăr Simion : *Metode și modele de alegere a soluțiilor constructive optime în planificare și proiectare cu ajutorul indicilor tehnico-economici.* INCERC — iunie 1972.

[3]****Studiu de fundamentare a acțiunii de detaliere a clasificării obiectelor de construcții pe părți de obiecte, ansambluri și subansambluri de construcții.* INCERC — 1973.

[4] *** *Studii cu privire la metodologia de calcul a indicilor de echivalență.* INCERC — octombrie 1972.

[5] Bîrsan O., Anastasiu O., Georgescu I. : *Conducere științifică și cercetare operațională în construcții.* București, Editura tehnică, 1968.

ANEXA 3

T A B E L
DE ALEGEREA SOLUȚIILOR

INDICATORI	VARIANTĂ		DIFERENȚE		%	OBS.
			+	–		
	B_1	B_2				
CIMENT	68^{40}	78^{60}	-	10^{20}	13^{00}	SUBOPTIM
METAL	18^{83}	23^{24}	-	4^{41}	19^{00}	OPTIM
DURATĂ	2^{993}	2^{235}	0^{758}	-	2^{50}	SUBOPTIM
PREȚ COST	287^{70}	290^{30}	-	2^{60}	0^{90}	OPTIM
	D_2	D_4				
CIMENT	5^{72}	12^{48}	-	6^{76}	54^{00}	SUBOPTIM
METAL	1^{50}	2^{54}	-	1^{04}	41^{00}	OPTIM
DURATĂ	3^{360}	2^{540}	0^{82}	-	24^{40}	SUBOPTIM
PREȚ COST	72^{00}	135^{20}	-	63^{20}	47^{00}	OPTIM
	E_2	E_1				
CIMENT	0^{02}	0^{02}	-	-	-	SUBOPTIM
METAL	2^{40}	0^{04}	1^{64}	-	68^{50}	SUBOPTIM
DURATĂ	0^{58}	0^{43}	0^{15}	-	26^{00}	SUBOPTIM
PREȚ COST	26^{20}	74^{00}	-	47^{80}	64^{50}	OPTIM
	F_1	F_2				
CIMENT	35^{00}	21^{00}	14^{00}	-	40^{00}	SUBOPTIM
METAL	2^{50}	2^{50}	-	-	-	OPTIM
DURATĂ	2^{65}	3^{07}	-	0^{42}	13^{70}	OPTIM
PREȚ COST	63^{00}	75^{00}	-	12^{00}	16^{00}	OPTIM

SOLUTIA ALEASĂ : $A_1 + B_1 + C_2 + D_2 + E_2 + F_1$

ANEXA 4

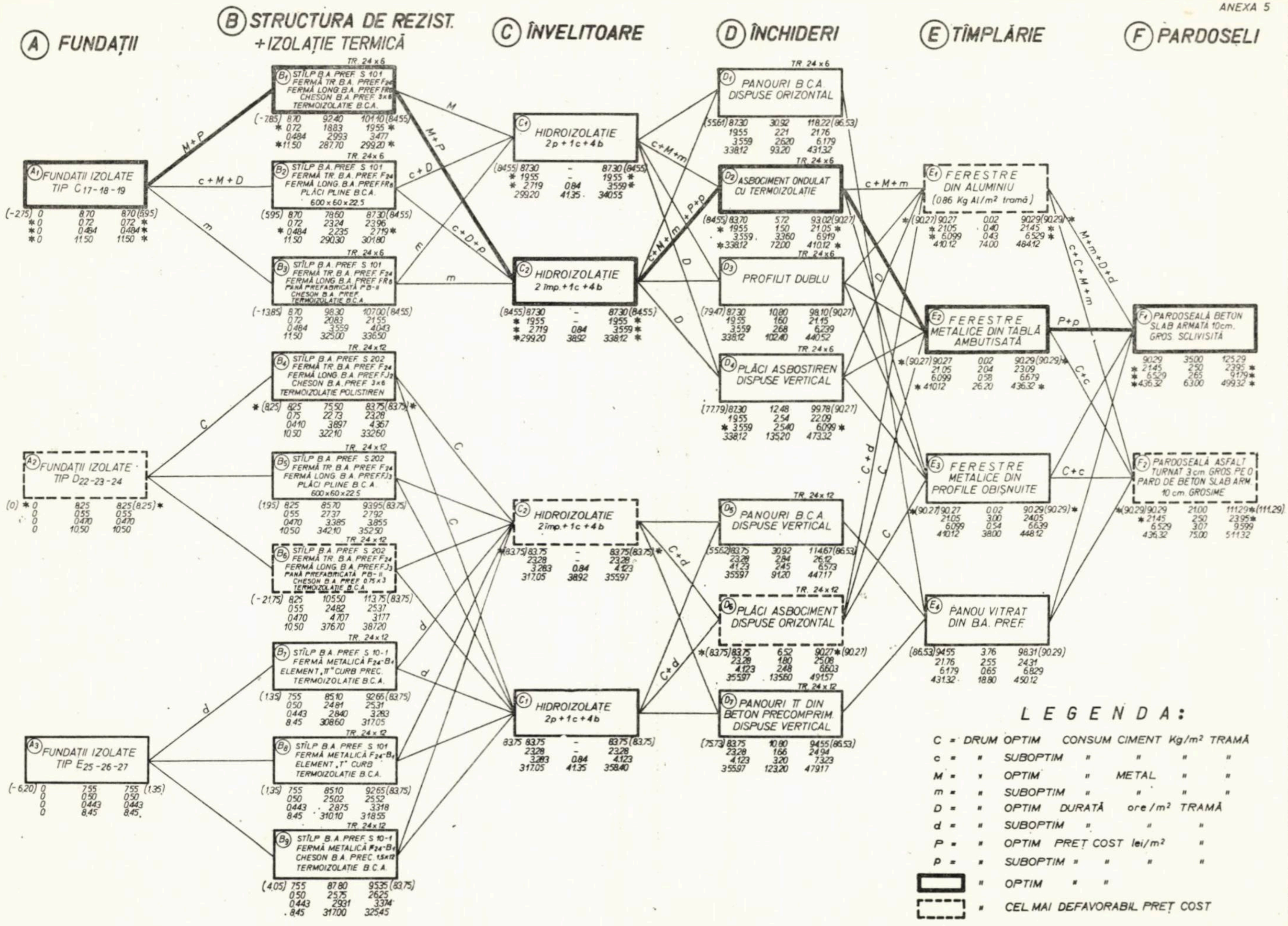
TABEL COMPARATIV
AL SOLUȚIILOR ALESE

NR. CRT.	INDICATORI	VARIANTĂ		DIFERENȚE		%
		OPTIMĂ ALEASĂ DE PREȚ COST	CEA MAI DEFAVORABILĂ DE PREȚ COST	+ (DEP.)	— (EC.)	
1	CIMENT	117^{84}	141^{29}	-	23^{45}	16^{60}
2	METAL	25^{59}	30^{07}	-	4^{48}	14^{90}
3	DURATĂ	10^{907}	11^{997}	-	1^{09}	9^{10}
4	PRET COST	499^{32}	713^{15}		213^{83}	**30^{00}**

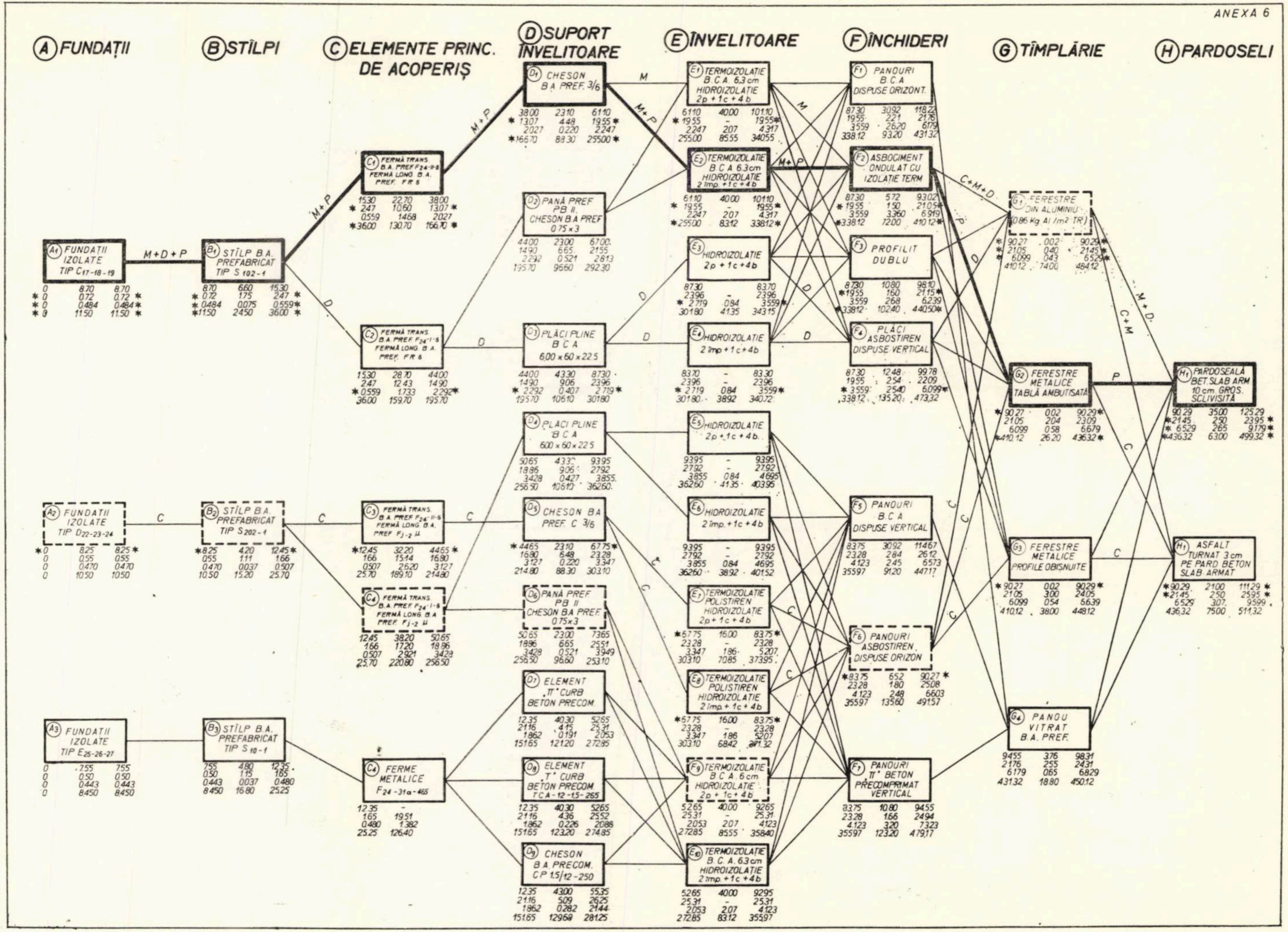
DE EXEMPLU :

O REDUCERE DE 1 % LA UN VOLUM ANUAL DE CONSTRUCȚII DE CIRCA 9 MILIARDE, ADUCE O ECONOMIE DE 90 MILIOANE LEI

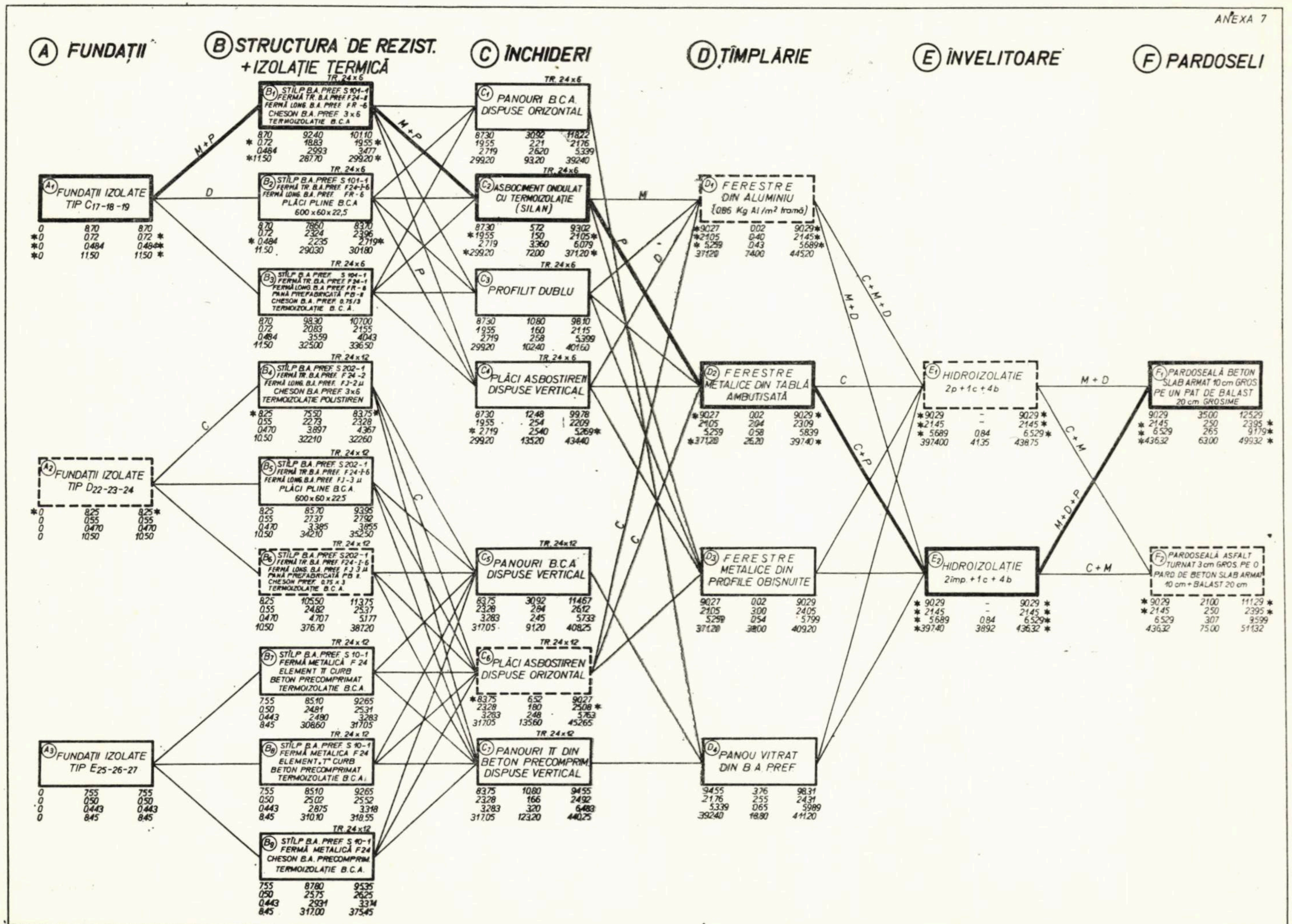
ANEXA 5


A FUNDAȚII
B STRUCTURA DE REZIST. +IZOLAȚIE TERMICĂ
C ÎNVELITOARE
D ÎNCHIDERI
E TÎMPLĂRIE
F PARDOSELI
A1 FUNDAȚII IZOLATE TIP C17-18-19
(-2.75) 0 8.70 8.70 (5.95)
*0 0.72 0.72 *
*0 0.484 0.484 *
*0 11.50 11.50 *
A2 FUNDAȚII IZOLATE TIP D22-23-24
(0) *0 8.25 8.25 (8.25) *
0 0.55 0.55
0 0.470 0.470
0 10.50 10.50
A3 FUNDAȚII IZOLATE TIP E25-26-27
(-6.20) 0 7.55 7.55 (1.35)
0 0.50 0.50
0 0.443 0.443
0 8.45 8.45
TR. 24 x 6
B1 STÎLP B.A. PREF. S 101 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FR6 CHESON B.A. PREF. 3x6 TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
(-7.85) 8.70 92.40 101.10 (84.55)
* 0.72 18.83 19.55 *
0.484 29.93 34.77
*11.50 287.70 299.20 *
TR. 24 x 6
B2 STÎLP B.A. PREF. S 101 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FR6 PLĂCI PLINE B.C.A. 600 x 60 x 22.5
(5.95) 8.70 78.60 87.30 (84.55)
0.72 23.24 23.96
* 0.484 2.235 2.719 *
11.50 290.30 301.80
TR. 24 x 6
B3 STÎLP B.A. PREF. S 101 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FR6 PANĂ PREFABRICATĂ PB-II CHESON B.A. PREF. TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
(-13.85) 8.70 98.30 107.00 (84.55)
0.72 20.83 21.55
0.484 3.559 4.043
11.50 325.00 336.50
TR. 24 x 12
B4 STÎLP B.A. PREF. S 202 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FJ2 CHESON B.A. PREF. 3x6 TERMOIZOLAȚIE POLISTIREN
* (8.25) 8.25 75.50 83.75 (83.75) *
0.75 22.73 23.28
0.410 3.897 4.367
10.50 322.10 332.60
TR. 24 x 12
B5 STÎLP B.A. PREF. S 202 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FJ3 PLĂCI PLINE B.C.A. 600 x 60 x 22.5
(1.95) 8.25 85.70 93.95 (83.75)
0.55 27.37 27.92
0.470 3.385 3.855
10.50 342.10 352.50
TR. 24 x 12
B6 STÎLP B.A. PREF. S 202 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FJ3 PANĂ PREFABRICATĂ PB-II CHESON B.A. PREF. 0.75 x 3 TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
(-21.75) 8.25 105.50 113.75 (83.75)
0.55 24.82 25.37
0.470 4.707 3.177
10.50 376.70 387.20
TR. 24 x 12
B7 STÎLP B.A. PREF. S 10-1 FERMĂ METALICĂ F24-B4 ELEMENT „π" CURB PREC. TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
(1.35) 7.55 85.10 92.65 (83.75)
0.50 24.81 25.31
0.443 2.840 3.283
8.45 308.60 317.05
TR. 24 x 12
B8 STÎLP B.A. PREF. S 101 FERMĂ METALICĂ F24-B4 ELEMENT „T" CURB TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
(1.35) 7.55 85.10 92.65 (83.75)
0.50 25.02 25.52
0.443 2.875 3.318
8.45 310.10 318.55
TR. 24 x 12
B9 STÎLP B.A. PREF. S 10-1 FERMĂ METALICĂ F24-B4 CHESON B.A. PREC. 1.5 x 12 TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
(4.05) 7.55 87.80 95.35 (83.75)
0.50 25.75 26.25
0.443 2.931 3.374
8.45 317.00 325.45
C1 HIDROIZOLAȚIE 2p + 1c + 4b
(84.55) 87.30 - 87.30 (84.55)
* 19.55 - 19.55 *
* 2.719 0.84 3.559 *
299.20 41.35 340.55
C2 HIDROIZOLAȚIE 2 împ. + 1c + 4b
(84.55) 87.30 - 87.30 (84.55)
* 19.55 - 19.55 *
* 2.719 0.84 3.559 *
*299.20 38.92 338.12 *
C2 HIDROIZOLAȚIE 2 împ. + 1c + 4b
*(83.75) 83.75 - 83.75 (83.75) *
23.28 - 23.28
3.283 0.84 4.123
317.05 38.92 355.97
C1 HIDROIZOLATE 2p + 1c + 4b
83.75 83.75 - 83.75 (83.75)
23.28 - 23.28
3.283 0.84 4.123
317.05 41.35 358.40
TR. 24 x 6
D1 PANOURI B.C.A. DISPUSE ORIZONTAL
(55.61) 87.30 30.92 118.22 (86.53)
19.55 2.21 21.76
3.559 2.620 6.179
338.12 93.20 431.32
TR. 24 x 6
D2 ASBOCIMENT ONDULAT CU TERMOIZOLAȚIE
(84.55) 83.70 5.72 93.02 (90.27)
* 19.55 1.50 21.05 *
3.559 3.360 6.919
*338.12 72.00 410.12 *
TR. 24 x 6
D3 PROFILIT DUBLU
(79.47) 87.30 10.80 98.10 (90.27)
19.55 1.60 21.15
3.559 2.68 6.239
338.12 102.40 440.52
TR. 24 x 6
D4 PLĂCI ASBOSTIREN DISPUSE VERTICAL
(77.79) 87.30 12.48 99.78 (90.27)
19.55 2.54 22.09
* 3.559 2.540 6.099 *
338.12 135.20 473.32
TR. 24 x 12
D5 PANOURI B.C.A. DISPUSE VERTICAL
(55.62) 83.75 30.92 114.67 (86.53)
23.28 2.84 26.12
41.23 2.45 6.573
355.97 91.20 447.17
TR. 24 x 12
D6 PLĂCI ASBOCIMENT DISPUSE ORIZONTAL
*(83.75) 83.75 6.52 90.27 *(90.27)
23.28 1.80 25.08
4.123 2.48 6.603
355.97 135.60 491.57
TR. 24 x 12
D7 PANOURI π DIN BETON PRECOMPRIM. DISPUSE VERTICAL
(75.73) 83.75 10.80 94.55 (86.53)
23.28 1.66 24.94
4.123 3.20 7.323
355.97 123.20 479.17
E1 FERESTRE DIN ALUMINIU (0.86 Kg Al/m² tramă)
*(90.27) 90.27 0.02 90.29 (90.29) *
* 21.05 0.40 21.45 *
* 6.099 0.43 6.529 *
410.12 74.00 484.12
E2 FERESTRE METALICE DIN TABLĂ AMBUTISATĂ
*(90.27) 90.27 0.02 90.29 (90.29) *
21.05 2.04 23.09
6.099 0.58 6.679
* 410.12 26.20 436.32 *
E3 FERESTRE METALICE DIN PROFILE OBIȘNUITE
*(90.27) 90.27 0.02 90.29 (90.29) *
21.05 3.00 24.05
6.099 0.54 6.639
410.12 38.00 448.12
E4 PANOU VITRAT DIN B.A. PREF.
(86.53) 94.55 3.76 98.31 (90.29)
21.76 2.55 24.31
6.179 0.65 6.829
431.32 18.80 450.12
F1 PARDOSEALĂ BETON SLAB ARMATĂ 10cm. GROS. SCLIVISITĂ
90.29 35.00 125.29
* 21.45 2.50 23.95 *
* 6.529 2.65 9.179 *
*436.32 63.00 499.32 *
F2 PARDOSEALĂ ASFALT TURNAT 3 cm. GROS. PE O PARD. DE BETON SLAB ARM. 10 cm. GROSIME
*(90.29) 90.29 21.00 111.29 *(111.29)
* 21.45 2.50 23.95 *
6.529 3.07 9.599
436.32 75.00 511.32
M+P
c+M+D
m
M
c+D
c+D+p
C
d
c+M+m
c+M+m+P+p
D
C+d
C
P+p
M+m+D+d
c+C+M+m
C+c
L E G E N D A:
C = DRUM OPTIM CONSUM CIMENT Kg/m² TRAMĂ
c = " SUBOPTIM " " " "
M = " OPTIM " METAL " "
m = " SUBOPTIM " " " "
D = " OPTIM DURATĂ ore/m² TRAMĂ
d = " SUBOPTIM " " "
P = " OPTIM PREȚ COST lei/m² "
p = " SUBOPTIM " " " "
" OPTIM " "
" CEL MAI DEFAVORABIL PREȚ COST

ANEXA 6


A FUNDAȚII
B STÎLPI
C ELEMENTE PRINC. DE ACOPERIȘ
D SUPORT ÎNVELITOARE
E ÎNVELITOARE
F ÎNCHIDERI
G TÎMPLĂRIE
H PARDOSELI
A1 FUNDAȚII IZOLATE TIP C17-18-19
A2 FUNDAȚII IZOLATE TIP D22-23-24
A3 FUNDAȚII IZOLATE TIP E25-26-27
B1 STÎLP B.A. PREFABRICAT TIP S 102-1
B2 STÎLP B.A. PREFABRICAT TIP S 202-1
B3 STÎLP B.A. PREFABRICAT TIP S 10-1
C1 FERMĂ TRANS. B.A. PREF. F24-1-6 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FR 6
C2 FERMĂ TRANS. B.A. PREF. F24-1-6 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FR 6
C3 FERMĂ TRANS. B.A. PREF. F24-1-6 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FJ-2 μ
C4 FERMĂ TRANS. B.A. PREF. F24-1-6 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FJ-2 μ
C4 FERME METALICE F24-31a-465
D1 CHESON B.A. PREF. 3/6
D2 PANĂ PREF. PB II. CHESON B.A. PREF. 0.75×3
D3 PLĂCI PLINE B.C.A. 600×60×22.5
D4 PLĂCI PLINE B.C.A. 600×60×22.5
D5 CHESON B.A. PREF. C 3/6
D6 PANĂ PREF. PB II CHESON B.A. PREF. 0.75×3
D7 ELEMENT „π" CURB BETON PRECOM.
D8 ELEMENT „T" CURB BETON PRECOM. TCA-12-1.5-265
D9 CHESON B.A. PRECOM. CP 1.5/12-250
E1 TERMOIZOLAȚIE B.C.A. 6.3 cm HIDROIZOLAȚIE 2p+1c+4b
E2 TERMOIZOLAȚIE B.C.A. 6.3 cm HIDROIZOLAȚIE 2 împ.+1c+4b
E3 HIDROIZOLAȚIE 2p+1c+4b
E4 HIDROIZOLAȚIE 2 împ.+1c+4b
E5 HIDROIZOLAȚIE 2p+1c+4b
E6 HIDROIZOLAȚIE 2 împ.+1c+4b
E7 TERMOIZOLAȚIE POLISTIREN HIDROIZOLAȚIE 2p+1c+4b
E8 TERMOIZOLAȚIE POLISTIREN HIDROIZOLAȚIE 2 împ.+1c+4b
E9 TERMOIZOLAȚIE B.C.A. 6 cm HIDROIZOLAȚIE 2p+1c+4b
E10 TERMOIZOLAȚIE B.C.A. 6.3 cm HIDROIZOLAȚIE 2 împ.+1c+4b
F1 PANOURI B.C.A. DISPUSE ORIZONT.
F2 ASBOCIMENT ONDULAT CU IZOLAȚIE TERM.
F3 PROFILIT DUBLU
F4 PLĂCI ASBOSTIREN DISPUSE VERTICAL
F5 PANOURI B.C.A. DISPUSE VERTICAL
F6 PANOURI ASBOSTIREN DISPUSE ORIZON.
F7 PANOURI „π" BETON PRECOMPRIMAT VERTICAL
G1 FERESTRE DIN ALUMINIU (0.86 kg Al/m² TR)
G2 FERESTRE METALICE TABLĂ AMBUTISATĂ
G3 FERESTRE METALICE PROFILE OBIȘNUITE
G4 PANOU VITRAT B.A. PREF.
H1 PARDOSEALĂ BET. SLAB ARM. 10 cm GROS. SCLIVISITĂ
H1 ASFALT TURNAT 3 cm PE PARD. BETON SLAB ARMAT
M+D+P
M+P
M
D
C
P
C+M+D
C+M
M+D

ANEXA 7


Ⓐ FUNDAȚII
Ⓑ STRUCTURA DE REZIST. + IZOLAȚIE TERMICĂ
Ⓒ ÎNCHIDERI
Ⓓ TÎMPLĂRIE
Ⓔ ÎNVELITOARE
Ⓕ PARDOSELI
A1 FUNDAȚII IZOLATE TIP C17-18-19
0 8.70 8.70
*0 0.72 0.72 *
0 0.484 0.484
*0 11.50 11.50 *
A2 FUNDAȚII IZOLATE TIP D22-23-24
0 8.25 8.25
0 0.55 0.55
0 0.470 0.470
0 10.50 10.50
A3 FUNDAȚII IZOLATE TIP E25-26-27
0 7.55 7.55
0 0.50 0.50
0 0.443 0.443
0 8.45 8.45
TR. 24x6
B1 STÎLP B.A. PREF. S 101-1 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24-II FERMĂ LONG. B.A. PREF. FR-6 CHESON B.A. PREF. 3x6 TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
8.70 92.40 101.10
* 0.72 18.83 19.55 *
0.484 2.993 3.477
*11.50 287.70 299.20 *
TR. 24x6
B2 STÎLP B.A. PREF. S 101-1 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24-I-6 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FR-6 PLĂCI PLINE B.C.A. 600x60x22,5
8.70 78.60 83.70
0.72 23.24 23.96
* 0.484 2.235 2.719*
11.50 290.30 301.80
TR. 24x6
B3 STÎLP B.A. PREF. S 104-1 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24-1 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FR-6 PANĂ PREFABRICATĂ PB-II CHESON B.A. PREF. 0.75/3 TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
8.70 98.30 107.00
0.72 20.83 21.55
0.484 3.559 4.043
11.50 325.00 336.50
TR. 24x12
B4 STÎLP B.A. PREF. S 202-1 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24-2 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FJ-2 μ CHESON B.A. PREF. 3x6 TERMOIZOLAȚIE POLISTIREN
* 8.25 75.50 83.75*
0.55 22.73 23.28
0.470 3.897 4.367
10.50 322.10 322.60
TR. 24x12
B5 STÎLP B.A. PREF. S 202-1 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24-I-6 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FJ-3 μ PLĂCI PLINE B.C.A. 600x60x22.5
8.25 85.70 93.95
0.55 27.37 27.92
0.470 3.385 3.855
10.50 342.10 352.50
TR. 24x12
B6 STÎLP B.A. PREF. S 202-1 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24-I-6 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FJ 3 μ PANĂ PREFABRICATĂ PB II CHESON PREF. 0.75x3 TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
8.25 105.50 113.75
0.55 24.82 25.37
0.470 4.707 5.177
10.50 376.70 387.20
TR. 24x12
B7 STÎLP B.A. PREF. S 10-1 FERMĂ METALICĂ F 24 ELEMENT π CURB BETON PRECOMPRIMAT TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
7.55 85.10 92.65
0.50 24.81 25.31
0.443 2.480 3.283
8.45 308.60 317.05
TR. 24x12
B8 STÎLP B.A. PREF. S 10-1 FERMĂ METALICA F 24 ELEMENT "T" CURB BETON PRECOMPRIMAT TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
7.55 85.10 92.65
0.50 25.02 25.52
0.443 2.875 3.318
8.45 310.10 318.55
TR. 24x12
B9 STÎLP B.A. PREF. S 10-1 FERMĂ METALICĂ F24 CHESON B.A. PRECOMPRIM. TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
7.55 87.80 95.35
0.50 25.75 26.25
0.443 2.931 3.374
8.45 317.00 375.45
TR. 24x6
C1 PANOURI B.C.A. DISPUSE ORIZONTAL
87.30 30.92 118.22
19.55 2.21 21.76
2.719 2.620 5.339
299.20 93.20 392.40
TR. 24x6
C2 ASBOCIMENT ONDULAT CU TERMOIZOLAȚIE (SILAN)
87.30 5.72 93.02
19.55 1.50 21.05
2.719 3.360 6.079
*299.20 72.00 371.20 *
TR. 24x6
C3 PROFILIT DUBLU
87.30 10.80 98.10
19.55 1.60 21.15
2.719 2.58 5.399
299.20 102.40 401.60
TR. 24x6
C4 PLĂCI ASBOSTIREN DISPUSE VERTICAL
87.30 12.48 99.78
19.55 2.54 22.09
* 2.719 2.540 5.269*
299.20 135.20 434.40
TR. 24x12
C5 PANOURI B.C.A. DISPUSE VERTICAL
83.75 30.92 114.67
23.28 2.84 26.12
3.283 2.45 5.733
317.05 91.20 408.25
TR. 24x12
C6 PLĂCI ASBOSTIREN DISPUSE ORIZONTAL
*83.75 6.52 90.27
23.28 1.80 25.08 *
3.283 2.48 5.763
317.05 135.60 452.65
TR. 24x12
C7 PANOURI π DIN BETON PRECOMPRIM. DISPUSE VERTICAL
83.75 10.80 94.55
23.28 1.66 24.92
3.283 3.20 6.483
317.05 123.20 440.25
D1 FERESTRE DIN ALUMINIU (0.86 Kg Al/m² tramă)
90.27 0.02 90.29
21.05 0.40 21.45
* 5.259 0.43 5.689*
371.20 74.00 445.20
D2 FERESTRE METALICE DIN TABLĂ AMBUTISATĂ
*90.27 0.02 90.29 *
21.05 2.04 23.09
5.259 0.58 5.839
*371.20 26.20 397.40 *
D3 FERESTRE METALICE DIN PROFILE OBIȘNUITE
90.27 0.02 90.29
21.05 3.00 24.05
5.259 0.54 5.799
371.20 38.00 409.20
D4 PANOU VITRAT DIN B.A. PREF.
94.55 3.76 98.31
21.76 2.55 24.31
5.339 0.65 5.989
392.40 18.80 411.20
E1 HIDROIZOLAȚIE 2p + 1c + 4b
*90.29 - 90.29 *
*21.45 - 21.45 *
* 5.689 0.84 6.529*
397.400 41.35 438.75
E2 HIDROIZOLAȚIE 2împ. + 1c + 4b
* 90.29 - 90.29 *
* 21.45 - 21.45 *
* 5.689 0.84 6.529*
*397.40 38.92 436.32 *
F1 PARDOSEALĂ BETON SLAB ARMAT 10 cm GROS PE UN PAT DE BALAST 20 cm GROSIME
90.29 35.00 125.29
* 21.45 2.50 23.95 *
* 6.529 2.65 9.179*
*436.32 63.00 499.32 *
F2 PARDOSEALĂ ASFALT TURNAT 3 cm GROS PE O PARD. DE BETON SLAB ARMAT 10 cm + BALAST 20 cm
* 90.29 21.00 111.29 *
* 21.45 2.50 23.95 *
6.529 3.07 9.599
436.32 75.00 511.32
M+P
D
C
M+P
P
C
M
P
D
C
C
M+D
C+M+D
C
C+P
M+D
C+M
M+D+P
C+M

CZ 624.041.01.001.2

ABACE PENTRU CALCULUL FORŢEI TĂIETOARE PRELUATE DE ETRIERI ŞI BETON

Ing. **VALENTIN POPESCU**
I.P.J. Sibiu

I. ABACE PENTRU b = CONSTANT (fig. 1, 2, 3, 4 şi 5)

I.1. Posibilităţi de utilizare

I.1.1. Se dau valorile b şi h în cm şi Q în tone.

a. Se compară valoarea lui Q cu valorile nbh_0R_t, prin determinarea în abaca din fig. 1 a punctului avînd ordonata dată de Q (citit pe coloana betonului cerut) şi abscisa dată de h_0 (citit în dreptul zonei din abacă corespunzătoare lui b). Valoarea lui h_0 se determină în funcţie de valoarea lui h dat.

b. În abaca corespunzătoare lui b dat (fig. 2,3,4 sau 5), se reperează pe axa ordonatelor valoarea lui Q_{eb} dorit în tone (în coloana betonului cerut) şi valoarea lui h_0 în cm, pe axa absciselor.

c. La intersecţia celor două coordonate se citesc diametrul şi distanţa între etrierii cu două ramuri care preiau forţa tăietoare Q_{eb}.

d. Se verifică respectarea condiţiilor constructive pentru distanţa şi diametrul etrierilor conform normelor în vigoare.

I.1.2. Se dau valorile b şi h în cm şi diametrul şi distanţa între etrierii din OB 38 cu două ramuri

a. În abaca corespunzătoare lui b dat (fig. 2,3,4 sau 5) se reperează punctul avînd abscisa dată de h_0 corespunzător lui h şi care se găseşte pe dreapta corespunzătoare etrierilor daţi.

b. Ordonata intersecţiei dă valoarea lui Q_{eb} în tone, citită pe coloana betonului cerut.

c. Se compară valoarea lui Q_{eb} cu valorile $nbh_0\ R_t$ în abaca din fig. 1.

I.1.3. Observaţii

a. Valoarea lui Q_{eb}, cu care se intră în abace, poate fi egală cu întreaga valoare a forţei tăietoare care solicită secţiunea (cînd nu există bare înclinate), sau se determină cu expresia :

$$Q_{eb} = Q - Q_i \qquad (1)$$

unde Q_i se calculează sau se aproximează cu uşurinţă pe baza tabelelor din [2] şi [4].

b. Pe abacele din figurile 2,3,4 şi 5 sînt trasate dreptele corespunzătoare valorilor nbh_0R_t pentru beton B 200. Deci, pentru această marcă de beton nu mai este necesară folosirea abacei din fig. 1 decît în cazurile cînd se urmăreşte determinarea posibilităţilor pe care le oferă schimbarea mărcii betonului într-un caz dat.

I.2. Modul de construire a abacelor

I.2.1. Abaca pentru valorile $bh_0\,R_t$ (fig. 1)

Valorile :

$$nQ_b = nbh_0\ R_t \qquad (2)$$

sînt pentru b = const. şi R_t = const. drepte cu panta nh_0 şi care trec prin origine. Aceste drepte sînt trasate în grafic pentru cîteva valori uzuale ale lui b_0.

1.2.2. Abace pentru valorile Q_{eb}

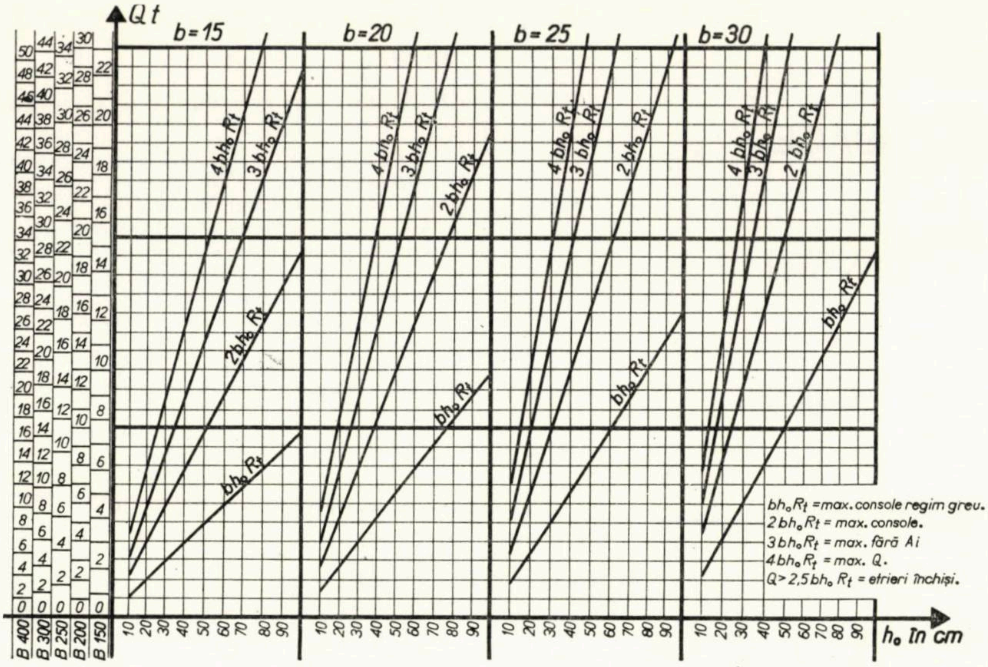
Conform [1] paragraful 4. 18 :

$$Q_{eb} = \sqrt{0{,}4\ bh_0^2\ R_i\ q_e} \qquad (3)$$

$$\text{unde } q_e = \frac{0{,}8\ A_{et}\ R_a}{a} \qquad (4)$$

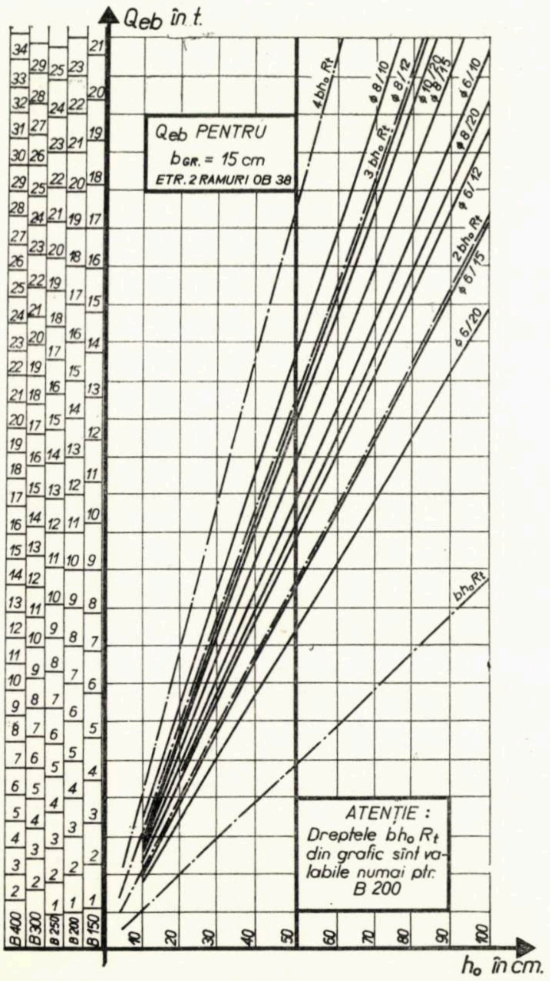
Pentru b = const., (1) se scrie :

$$Q_{eb} = \sqrt{0{,}4\ bR_i\ q_e} \cdot h_0 = k \cdot h_0 \qquad (5)$$



bh_0R_t = max. console regim greu.
$2bh_0R_t$ = max. console.
$3bh_0R_t$ = max. fără Ai
$4bh_0R_t$ = max. Q.
$Q > 2{,}5\,bh_0R_t$ = etrieri închiși.

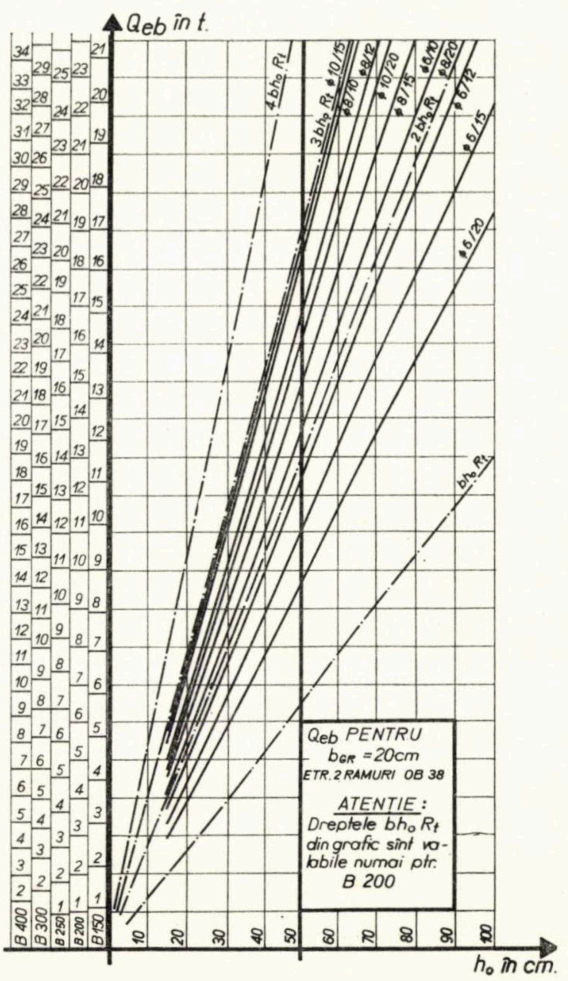
Fig. 1



Qeb PENTRU
$b_{GR.}$ = 15 cm
ETR. 2 RAMURI OB 38

ATENȚIE:
Dreptele bh_0R_t din grafic sînt valabile numai ptr. B 200

Fig. 2



Qeb PENTRU
b_{GR} = 20 cm
ETR. 2 RAMURI OB 38

ATENȚIE:
Dreptele bh_0R_t din grafic sînt valabile numai ptr. B 200

Fig. 3

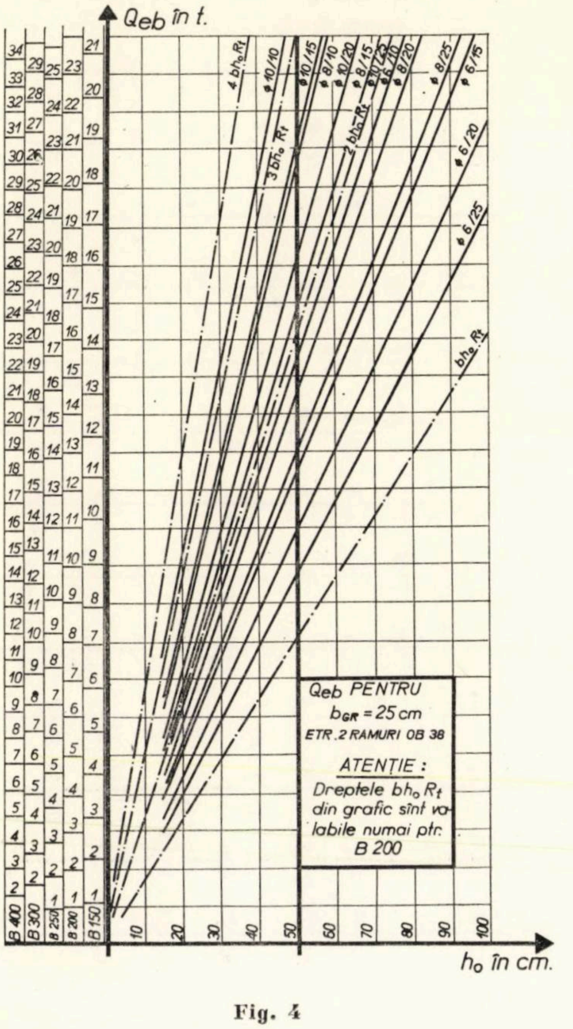


Fig. 4

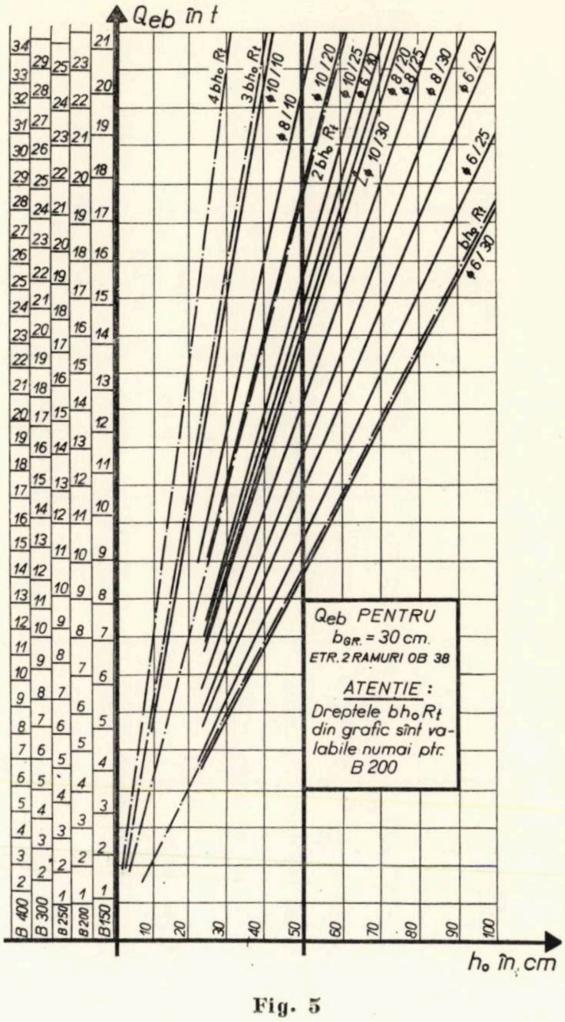


Fig. 5

unde

$$k = \mathrm{f}\,(R_i\,;\ A_{et}\,;\ a\,;\ R_a). \qquad (6)$$

Deci Q_{eb} este o funcţie liniară de h_0, ceea ce permite trasarea dreptelor din fig. 2,3, 4 şi 5.

Legătura între Q_{eb} corespunzător diferitelor mărci de beton se stabileşte prin relaţia :

$$\frac{Q_{eb}\ \text{pentru}\ R_i}{Q_{eb}\ \text{pentru B 200}} = \frac{\sqrt{0{,}4\ R_i\ q_e}}{\sqrt{0{,}4\cdot 100\ q_e}} = 0{,}1\sqrt{R_i} \qquad (7)$$

Faţă de calculul conform [3], abacele dau valori acoperitoare, corespunzătoare calculului indicat în [1]

Valorile R_i, R_t şi R_a sînt cele indicate în [1] şi [3].

II. ABACA GENERALĂ (fig. 6 *a* şi fig. 6 *b*)

II.1. Posibilităţi de utilizare

II.1.1. Se dau b, h_0 şi Q_{eb}

a. Cu un distanţier sau pe o fîşie de hîrtie se cumulează valorile b şi h_0 prin măsurare direct pe abacă (scările din stînga fig. 6 *a*).

b. Lungimea obţinută se suprapune de-a lungul dreptei corespunzătoare betonului cerut, măsurîndu-se de la dreapta de origine în jos (în fig. 6 *b*).

c. Se măsoară pe abacă lungimea rămasă între punctul obţinut mai sus şi cel care indică valoarea lui Q_{eb}.

Această lungime, măsurată tot de la dreapta de origine în jos (în fig. 6 *b*) în dreptul scărilor q_e, indică distanţa între etrieri în cm, sau q_e necesar în kg/cm.

II.1.2. Se dau b, h_0 şi etrierii

a. Se cumulează lungimile b, h_0 şi q_e între ghiarele unui distanţier, prin măsurare direct pe abacă.

b. Lungimea astfel obţinută dă valoarea lui Q_{eb} în tone, prin suprapunere peste dreapta corespunzătoare betonului cerut (în fig. 6 *b*).

II.1.3. Se dau b. h_0 şi Q. Se cere compararea cu $bh_0\ R_t$

a. Se lucrează numai pe graficul din fig. 6 *a*.

b. Se cumulează lungimile b şi h_0 pe scările din dreapta fig. 6 *a*.

c. Lungimea obţinută se suprapune peste coloana corespunzătoare betonului cerut, pornind de la dreapta de origine în sus şi se citesc valorile $nbh_0\ R_t$ pentru comparare cu valoarea lui Q în tone.

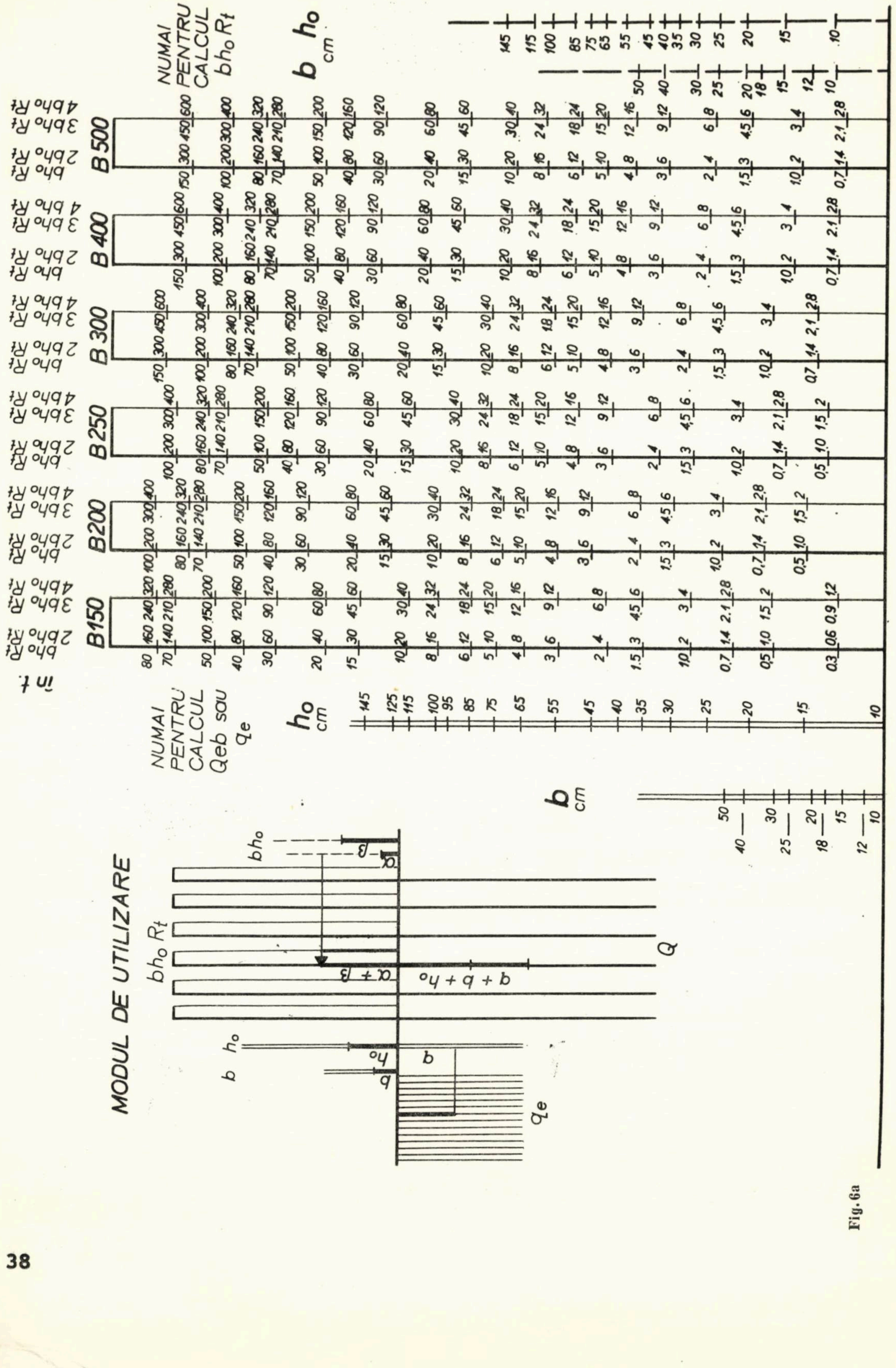

MODUL DE UTILIZARE
b h0
b
h0
qe
bh0 Rt
α + β
q + b + h0
Q
bh0
α
β
NUMAI PENTRU CALCUL Qeb sau qe
h0 cm
b cm
în t
bh0 Rt
2bh0 Rt
3bh0 Rt
4bh0 Rt
B150
B200
B250
B300
B400
B500
NUMAI PENTRU CALCUL bh0 Rt
b h0 cm

Fig. 6a

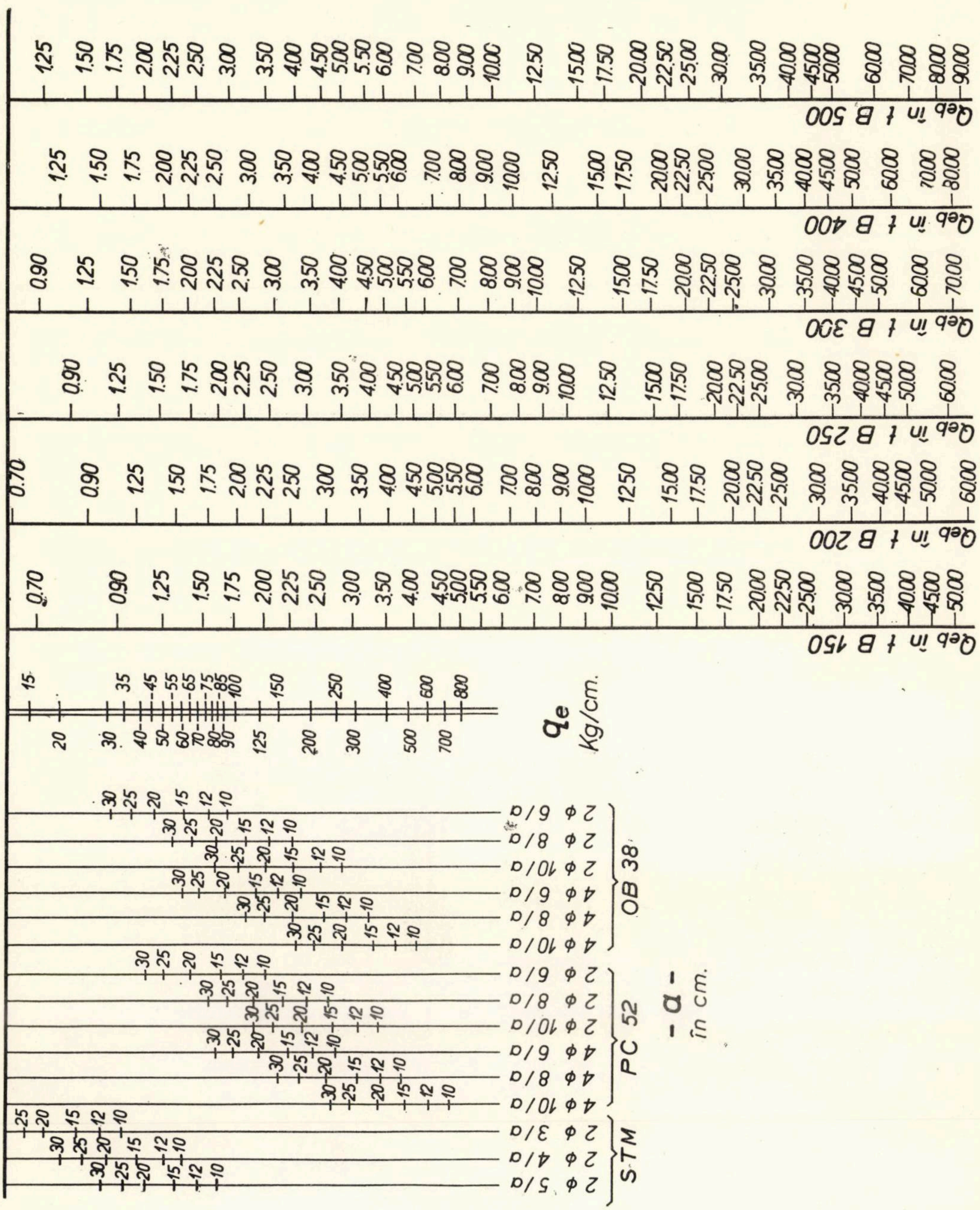

Qeb in t B 150
Qeb in t B 200
Qeb in t B 250
Qeb in t B 300
Qeb in t B 400
Qeb in t B 500
qe
Kg/cm.
- a -
in cm.
STM
PC 52
OB 38
2 φ 5/a
2 φ 4/a
2 φ 3/a
4 φ 10/a
4 φ 8/a
4 φ 6/a
2 φ 10/a
2 φ 8/a
2 φ 6/a

Fig. 6b

II. 2. Modul de construire a abacelor

Relația :

$$Q_{eb} = \sqrt{0{,}4\ b\ h_0^2\ R_i\ q_e} \qquad (8)$$

se poate scrie :

$$\ln Q_{eb} - \frac{\ln 0{,}4\ R_i}{2} = \frac{\ln b}{2} + \ln h_0 + \frac{\ln q_e}{2} \qquad (9)$$

De asemenea, relația :

$$nQ_b = n\ b\ h_0\ R_t \qquad (10)$$

se scrie :

$$\ln n\ Q_b = \ln n + \ln b + \ln h_0 + \ln R_t \qquad (11)$$

Valorile corespunzătoare logaritmilor din (9) și (11) au fost transpuse la scară, alăcătuindu-se astfel abaca prezentată. Valorile R_i, R_t și R_a sînt cele indicate în [1] și [3].

Primit la redacție la 5 apr. 1973

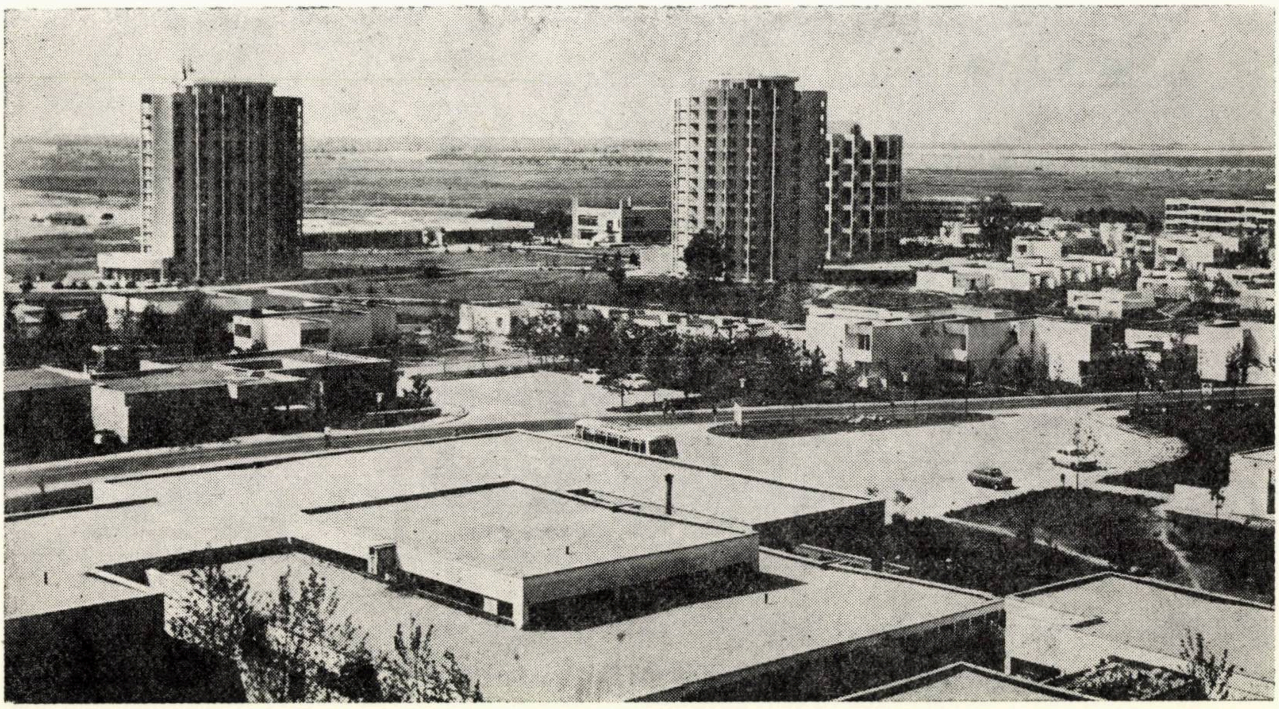
BIBLIOGRAFIE

[1] *** *Normativ de calcul al elementelor de beton armat prin metoda la rupere* (*P* 58/70). Buletinul construcțiilor nr. 10—1970.

[2] Nicula I. ș.a. : *Ghid practic pentru calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat*. București, Editura tehnică, 1971.

[3] ****STAS* 8000 — 67 : *Calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat. Metoda la stări limită.*

[4] Löbel L. și Weissenberg M. : *Calculul elementelor încovoiate de beton armat la acțiunea forței tăietoare*. Revista construcțiilor și a materialelor de construcții nr. 7/1964.



Perlele litoralului românesc : Stațiunea Venus. Vedere parțială.

Conf. ing. ANTONIE TRELEA
Institutul politehnic Iași

CZ 666.972.125

ASPECTE PRIVIND TEHNOLOGIA BETOANELOR COMPACTE CU AGREGATE UȘOARE

STABILIREA COMPOZIȚIEI*

(II)

STABILIREA COMPOZIȚIEI DE LABORATOR ȘI A COMPOZIȚIEI PENTRU PRODUCȚIA CURENTĂ

4. *Corectarea compoziției de bază: compoziții derivate*

În vederea adaptării caracteristicilor amestecului de beton cu agregate ușoare la necesitățile reale ale producției este necesar să se modifice în mod corespunzător compoziția de bază sau o altă compoziție derivată din aceasta. Apare, de asemenea, uneori necesitatea să se modifice compoziția betonului pentru a păstra neschimbate unele din caracteristicile sale, deși variază caracteristicile agregatelor.

4.1. *Corectarea compoziției betonului în vederea modificării proporției între agregate*

Modificarea proporției între agregate se poate realiza prin reducerea sau sporirea cantității de agregate cu o cantitate $\Delta_1 M$.

Dacă $\Delta_1 M < 0$, volumul absolut corespunzător acestei cantități de agregate umectate se înlocuiește cu un volum corespunzător de agregate fine, de asemenea umectate, și cu volumul de pastă de ciment necesar pentru a umple în exces volumul de goluri al agregatelor fine, astfel încît volumul de goluri din beton să nu se mărească.

Rezultă relațiile:

$$(\rho_{aM}^{-1} + \alpha_M)\,\Delta_1 M + (\rho_{aN}^{-1} + \alpha_N)\Delta_1 N + r_c\,\Delta_1 C = 0$$

$$r_c\,\Delta_1 C - \frac{K\,(1 - c'_N)}{c_N}\,\rho_{aN}^{-1}\,\Delta_1 N = 0 \qquad (13)$$

$$\Delta_1 A - \alpha_c\,\Delta_1\,C - \alpha_N\,\Delta_1\,N - \alpha_M\,\Delta_1\,M = 0$$

în care:

$\Delta_1 M$ este variația impusă cantității de agregat mare, în stare uscată, necesară pentru prepararea unui m³ de beton, în kg;

$\Delta_1 N, \Delta_1 C, \Delta_1 A$ — variațiile corespunzătoare ale cantităților de agregate fine, de ciment și de apă;

r_c — randamentul în pastă de consistență normală al cimentului (pct. 3.1.1.b)

$K = 1{,}2$ — coeficientul de umplere cu pastă de ciment în exces al volumului de goluri al agregatelor fine, umectate.

Semnificațiile celorlalte simboluri s-au prezentat la pct. 3.4.2, valorile respective fiind determinate în tabelul 2.2, împreună cu coeficientul η_N cu care s-a notat expresia:

$$\eta_N = 1 + \frac{K\,(1 - c'_N)}{c_N} \qquad (14)$$

Din relațiile (13) și (14) se pot determina valorile $\Delta_1 N$ în funcție de $\Delta_1 M$, $\Delta_1 C$ în funcție de $\Delta_1 N$, respectiv $\Delta_1 A$. Expresiile de calcul și un exemplu de utilizare a lor se prezintă în tabelul 3.

Corecția rețetei se face în același mod și dacă $\Delta_1 M > 0$, cu condiția însă ca prin aceasta să nu apară un volum de goluri intergranular neumplut cu agregat fin și cu pastă de ciment.

Această condiție se exprimă astfel:

● suma volumelor absolute ale agregatelor umectate și pastei de ciment este 1 m³ (1000 l)

$$(M + \Delta_1 M)\,(\rho_{aM}^{-1} + \alpha_M) + (N + \Delta_1 N)(\rho_{aN}^{-1} + \alpha_N) + r_c\,(C + \Delta_1\,C) = 1000 \qquad (15)$$

---

* *Prima parte a acestui articol a apărut în nr. 7/1973 al revistei.*

INFLUENȚA VARIAȚIEI IMPUSE CANTITĂȚILOR COMPONENȚILOR ASUPRA COMPOZIȚIEI AMESTECULUI DE BETON.

TABEL 3

Determinarea corecțiilor datorite modificărilor impuse compoziției					
Motivul corecției	Elementul ce se corectează	Relații generale de calcul	Relații de calcul pentru compozițiile C		
			Sorturi utilizate	Pondere în grupă	defalcate pe sorturi
1	2	3	4	5	6
Modificare impusă ∂M	Cantitatea de agregate mari (M)	$\Delta_1 M = \partial M$	S_3	0,597	$\Delta_1 S_3 = 0{,}597\ \partial M$
			S_2	0.403	$\Delta_1 S_2 = 0{,}403\ \partial M$
	Cantitatea de agreate fine (N)	$\Delta_1 N = -\frac{\rho_{aM}^{-1} + \alpha M}{\eta_N \rho_{aN}^{-1} + \alpha N} \Delta_1 M$	S_1	1.000	$\Delta_1 S_1 = -0.990\ \partial M$
	Cantitatea de ciment (C)	$\Delta_1 C = \frac{\eta_N^{-1}}{r_C} \rho_{a_N}^{-1} \Delta_1 N$	—	—	$\Delta_1 C = -0{,}271\ \partial M$
	Cantitatea de apă (A)	$\Delta_1 A = \alpha_M \Delta_1 M + \alpha_N \Delta_1 N + \alpha_C \Delta_1 C$	—	—	$\Delta_1 A = -0{,}147\ \partial M$
	Densitatea aparentă (ρ_b)	$\Delta_1 \rho_b = \Delta_1 M + \Delta_1 N + \Delta_1 C + \Delta_1 A$	—	—	$\Delta_1 \rho_b = -0{,}408\ \partial M$
Modificare impusă ∂C	Cantitatea de agregate mari (M)	$\Delta_2 M = 0$	S_3	0,597	$\Delta_2 S_3 = 0$
			S_2	0,403	$\Delta_2 S_2 = 0$
	Cantitatea de agregate fine (N)	$\Delta_2 N = -\frac{r_C}{\rho_{a_N}^{-1} + \alpha N} \Delta_2 C$	S_1	1,000	$\Delta_2 S_1 = -1{,}110\ \partial C$
	Cantitatea de ciment (C)	$\Delta_2 C = \partial C$	—	—	$\Delta_2 C = \partial C$
	Cantitatea de apă (A)	$\Delta_2 A = \alpha_N \Delta_2 N + \alpha_C \Delta_2 C$	—	—	$\Delta_2 A = 0{,}120\ \partial C$
	Densitatea aparentă (ρ_b)	$\Delta_2 \rho_b = \Delta_2 N + \Delta_2 C + \Delta_2 A$	—	—	$\Delta_2 \rho_b = 0{,}010\ \partial C$
Modificare impusă ∂A	Cantitatea de agreate mari (M)	$\Delta_3 M = 0$	S_3	0,621	$\Delta_3 S_3 = 0$
			S_2	0,379	$\Delta_3 S_2 = 0$
	Cantitatea de agregate fine (N)	$\Delta_3 N = -\left[1 + (r_C - \alpha_C)\frac{C}{A}\right] \rho_{a_N} \cdot \Delta_3 A$	S_1	1,000	$\Delta_3 S_1 = \left(-2{,}53 - 0{,}81\frac{C}{A}\right) \partial A$
	Cantitatea de ciment (C)	$\Delta_3 C = \frac{C}{A} \Delta_3 A$			$\Delta_3 C = \frac{C}{A} \partial A$
	Cantitatea de apă (A)	$\Delta_3 A = \partial A$			$\Delta_3 A = \partial A$
	Densitatea aparentă (ρ_b)	$\Delta_3 \rho_b = \Delta_3 N + \Delta_3 C + \Delta_3 A$			$\Delta_3 \rho_b = \left(-1{,}53 + 0{,}19\frac{C}{A}\right) \partial A$

- volumele absolute ale agregatului fin umectat și pastei de ciment sînt suficiente pentru a umple în exces volumul de goluri dintre granulele umectate ale agregatului mare :

$$\frac{K(1-c'_M)}{c_M \cdot \rho_{aM}}(M+\Delta_1 M) \leqslant (N+\Delta_1 N)(\rho_{aN}^{-1}+\alpha_N) + r_c(C+\Delta_1 C) \qquad (16)$$

în care c_M, c'_M reprezintă compactitatea agregatului mare, uscat, respectiv umectat.

Din aceste două relații rezultă :

$$\Delta_1 M \leqslant \frac{1000}{\eta_M \cdot \rho_{aM}^{-1} + \alpha_M} - M \qquad (17)$$

în care s-a notat :

$$\eta_M = 1 + \frac{K(1-c'_M)}{c_M} \qquad (18)$$

4.2. *Corectarea compoziției betonului în vederea modificării dozajului de ciment*

Pentru ca amestecul rezultat prin corectarea compoziției de bază să rămînă compact este necesar ca pentru compoziția de bază valoarea $\Delta_2 C$, exprimată în kg, să fie pozitivă ($\Delta_2 C > 0$).

Pentru ca volumul betonului turnat, precum și volumul de goluri intergranulare să rămînă neschimbate, este necesar ca volumul de pastă rezultat prin modificarea dozajului să fie egal cu volumul absolut al agregatului fin umectat pe care îl înlocuiește.

Rezultă relațiile :

$$\begin{aligned} r_c \cdot \Delta_2 C + (\rho_{aN}^{-1} + \alpha_N)\Delta_2 N &= 0 \\ \Delta_2 A - \alpha_c \Delta_2 C - \alpha_N \Delta_2 N &= 0 \end{aligned} \qquad (19)$$

în care :

$\Delta_2 C$ este variația impusă dozajului de ciment pentru un m³ de beton, în kg ;

$\Delta_2 N, \Delta_2 A$ — variațiile corespunzătoare ale cantităților de agregate fine și respectiv de apă.

Din relația (19) se poate determina $\Delta_2 N$ în funcție de $\Delta_2 C$, iar din (20), $\Delta_2 A$ în funcție de $\Delta_2 C$ și $\Delta_2 N$. Expresiile de calcul se prezintă în tabelul 3.

Este necesar ca modificarea impusă dozajului de ciment (în cazul unei eventuale reduceri) să nu ducă la apariția unor goluri neumplute cu pastă de ciment, adică :

$$\Delta_2 C \geqslant \frac{(\eta_N - 1)N}{r_c \cdot \rho_{aN}} - C \qquad (20)$$

4.3. *Corectarea compoziției betonului în vederea modificării cantității de apă de amestecare*

Pentru ca prin modificarea cantității de apă din amestec să se mențină neschimbat raportul apă/ciment, precum și volumul total al betonului, respectiv volumul de goluri intergranulare, este necesar ca suma volumelor absolute ale pastei de ciment, agregatelor fine și apei, din care o parte intervine la formarea pastei, să fie nulă ; deci :

$$\begin{aligned} \frac{\Delta_3 A}{\Delta_3 C} &= \frac{A}{C} \\ \Delta_3 A - \alpha_c \Delta_3 C + r_c \Delta_3 C + \rho_{aN}^{-1} \Delta_3 N &= 0 \end{aligned} \qquad (21)$$

Relațiile de calcul pentru corecțiile $\Delta_3 N$, $\Delta_3 C$, $\Delta_3 A$ și $\Delta_3 \rho_b$ sînt înscrise în tabelul 3.

5. ***Corectarea compoziției betonului în funcție de umiditatea agregatelor***

Efectele variației umidității agregatelor, determinată de condițiile de păstrare, au fost analizate la pct. 1, rezultînd că umiditatea agregatelor ușoare se ia în considerare în mod diferit de cea a agregatelor grele.

Notînd : S_g, în kg, cantitatea din sorturile de agregate grele, uscate, care intră în compoziția unui m³ de beton ;
S_h, în kg, cantitatea din sorturile de agregate ușoare, uscate, din aceeași compoziție ;
u_g, în procente, umiditatea sorturilor de agregate grele ;
u_h, umiditatea sorturilor de agregate ușoare cu suprafața granulelor uscată ;
u'_h, umiditatea totală a sorturilor de agregate ușoare ;
$\beta_{ut,h}$, indicele de absorbție al agregatelor ușoare din sortul h, de umiditate u_h, la intervalul de timp t de la introducerea în apă ;

se pot scrie, pentru o compoziție de beton în care se folosesc atît agregate grele, cît și ușoare, relațiile :

$$\Delta_4 S_g = 10^{-2}\, \Sigma u_g\, S_g \qquad (22)$$

$$\Delta_4 S_h = 10^{-2}\, \Sigma\, u'_h\, S_h \qquad (23)$$

$$\Delta_4 A = \Sigma\, \beta_{ut,h} \cdot S_h - \Delta_4 S_g - 10^{-2}\, \Sigma(u'_h - u_h)\, S_h \qquad (24)$$

$$\Delta_4 \rho_b = \Sigma\, \beta_{ut,h} \cdot S_h + \Delta_4 S_h - 10^{-2}\, \Sigma(u'_h - u_h)\, S_h \qquad (25)$$

6. ***Corectarea compoziției betonului în vederea prevenirii efectelor defavorabile datorite variațiilor întîmplătoare ale cantităților de agregate***

Schimbarea întîmplătoare a proporțiilor între volumele absolute ocupate de diferitele fracțiuni de agregate, precum și între acestea și volumul pastei de ciment, are drept efect mărirea volumului de goluri dintre granule și influențează defavorabil rezistențele betonului.

Cauzele care pot determina întîmplător asemenea variații au fost analizate la pct. 1. Efectul lor poate fi însă prevenit prin corectarea compozițiilor de laborator astfel încît — în anumite limite de variație — să se obțină totuși un beton „plin" care să se poată compacta în condiții bune. Aceasta revine la a se asigura existența în amestecul de beton a unei cantități de pastă de ciment suficientă pentru a umple golurile suplimentare ce ar putea apărea datorită unui exces de agregat fin, respectiv să existe o cantitate suficientă de mortar alcătuit din pastă de ciment și din agregat fin, care să umple golurile dintre granulele agregatului mare care poate fi în exces.

În cazul aplicării unor asemenea corecții, pentru compozițiile de laborator trebuie precizat că volumul betonului rezultat variază în funcție de valorile efective ale abaterilor, fiind maxim atunci cînd acestea ating valorile limită pozitive. Datorită variației de volum apare și o variație a dozajului de ciment, care trebuie să fie egal, însă, la limita inferioară, cu dozajul compoziției de laborator.

6.1. *Limitele de variație întîmplătoare ale cantităților de agregate față de compoziția de laborator*

Abaterile de la cantitățile în care diferitele fracțiuni de agregate sînt prevăzute să se găsească în amestecul de beton pe baza rețetei de laborator pot avea următoarele cauze:

— abateri admise la dozare;

— abateri admise față de limitele nominale ale sorturilor (prezența într-un sort a fracțiunilor din sorturile adiacente).

Se poate echivala, ca efect, cu aceste abateri de cantități și abaterea de la volumul absolut pe care trebuie să-l ocupe un sort de agregate dozat gravimetric, dacă densitatea aparentă a granulelor din care este alcătuit variază față de valoarea luată în considerare la stabilirea compoziției de bază. De aceea, se va lua în considerare, în cele ce urmează, și o variație fictivă a cantităților de agregate, exprimate în unități de masă, care să exprime efectul variației de volum absolut datorită variației densității aparente.

Se admite că variația cantității de agregate mari, datorită tuturor cauzelor menționate la acest punct, este m, în kg, ea înscriindu-se în limitele:

$$m'' \leqslant m \leqslant m' \qquad n'' \leqslant n \leqslant n' \tag{26}$$

Se notează:

M, în kg, cantitatea de agregate mari prevăzută în compoziția de laborator;

N, în kg, cantitatea de agregate fine pentru aceeași compoziție;

M_s, în kg, cantitatea fictivă de agregate mari corespunzătoare volumului absolut efectiv ocupat în amestecul de beton de agregatele mari, atunci cînd sorturile respective conțin și agregate fine, iar densitățile lor aparente sînt diferite (agregate ușoare, agregate grele);

N_s, în kg, cantitatea similară de agregate fine atunci cînd sorturile de agregate fine conțin și agregate mari;

p_M, în procente din N, proporția în care se găsesc agregate mari în grupa nominală de agregate fine;

p_N, în procente din M, proporția în care se găsesc agregate fine în grupa nominală de agregate mari;

μ, în procente din M, abaterea la dozarea agregatelor mari;

ν, în procente din N, abaterea la dozarea agregatelor fine;

r_M, în procente din ρ_{aM}, abaterea de la densitatea aparentă medie a agregatelor mari;

r_N, în procente din ρ_{aN}, abaterea de la densitatea aparentă medie a agregatelor fine.

Se pot scrie relațiile:

$$M_s = M - 10^{-2}\,p_N\,M + 10^{-2}\,p_M\,\frac{\rho_{aM}}{\rho_{aN}}\,N \tag{27}$$

$$N_s = N - 10^{-2}\,p_M\,N + 10^{-2}\,p_N\,\frac{\rho_{aN}}{\rho_{aM}}$$

Abaterile echivalente (fictive) ale cantităților de agregate, exprimate în unități de masă pentru a ține seama de variația reală de volum datorită variației densității aparente în condițiile dozării gravimetrice, vor fi:

$$\left[\frac{M}{(1+10^{-2}r_M)\,\rho_{aM}} - \frac{M}{\rho_{aM}}\right]\cdot\rho_{aM} = -\,\frac{10^{-2}r_M}{1+10^{-2}r_M}\,M$$

$$\left[\frac{N}{(1+10^{-2}\,r_N)\,\rho_{aN}} - \frac{N}{\rho_{aN}}\right]\cdot\rho_{aN} = -\,\frac{10^{-2}\,r_N}{1+10^{-2}\,r_N}\,N \tag{28}$$

Valorile abaterilor totale m și n rezultă din relațiile:

$$m = (M_s - M) + 10^{-2}\,\mu\,(M - 10^{-2}\,p_N\,M) + 10^{-4}\,\nu\,p_M\,N - \frac{10^{-2}\,r_M}{1+10^{-2}\,r_M}\,M \tag{29}$$

$$n = (N_s - N) + 10^{-2}\,\nu\,(N - 10^{-2}p_M\,N) + 10^{-4}\,\mu\,p_N\,M - \frac{10^{-2}\,r_N}{1+10^{-2}\,r_N}\,N \tag{30}$$

Înlocuind în aceste expresii valorile $(M_s - M)$ și $(N_s - N)$ rezultate din relațiile (27) și neglijînd termenii cu coeficientul 10^{-4} rezultă:

$$m = 10^{-2}\,(\mu - p_N)\,M + 10^{-2}\,p_M\,\frac{\rho_{aM}}{\rho_{aN}}\,N - \frac{10^{-2}\,r_M}{1+10^{-2}\,r_M}\,M \tag{31}$$

$$n = 10^{-2}(\nu - p_M)N + 10^{-2}p_N \frac{\rho_{aN}}{\rho_{aM}} M - \frac{10^{-2}\, r_N}{1+10^{-2}\, r_N} N \qquad (32)$$

Notînd cu indicele „prim" valorile pozitive maxime și cu indicele „secund" valorile minime (pozitive sau negative) ale tuturor parametrilor, se obțin relațiile din tabelul 4 pentru calculul valorilor m', m'', n' și n''.

6.2. *Modificarea cantităților de materiale din amestecul de beton pentru a preveni efectele variațiilor întîmplătoare ale cantităților de agregate mari*

Variația cantității de agregate mari cu valoarea $m > 0$, în kg, are drept efect creșterea volumului aparent al betonului cu o cantitate $\partial_1 v$, în l, a cărei valoare maximă se obține pentru $m = m'$ din relația:

$$\partial_1' v = \frac{m'}{c_M\ \rho_{aM}} \qquad (33)$$

Golurile intergranulare ale acestui volum aparent trebuie umplute cu o cantitate de agregat fin $\partial_1 N$, umectat și cu pastă corespunzătoare unei cantități de ciment $\partial_1 C$. Suma volumelor absolute ale acestor corecții și a volumului absolut corespunzător variației m' trebuie să fie egală cu variația volumului aparent:

$$\frac{m'}{\rho_{aM}} + (\rho_{aN}^{-1} + \alpha_N)\,\partial_1 N + r_c\,\partial_1 C = \frac{m'}{c_M\ \rho_{aM}} \qquad (34)$$

de unde:

$$\partial_1 N = \frac{(1 - c_M)\dfrac{m'}{c_M \cdot \rho_{aM}} - r_c\,\partial_1 C}{\rho_{aN}^{-1} + \alpha_N}$$

Cantitatea $\partial_1 C$ rezultă din condiția menținerii neschimbate a dozajului de ciment C și pentru volumul suplimentar de beton

$$\partial_1 C = 10^{-3}\, C\, \partial_1' V = 10^{-3}\, C \frac{m'}{c_M \cdot \rho_{aM}} \qquad (35)$$

Dacă se înregistrează variații $m < m'$ ale agregatelor mari, se obțin betoane compacte cu exces de mortar (agregat fin + pastă de ciment), cu volum aparent mai redus și deci cu dozaj de ciment mai ridicat, ale căror compoziții nu mai necesită corectări.

6.3. *Modificarea cantităților de materiale din amestecul de beton pentru a preveni efectele variațiilor întîmplătoare ale cantităților de agregate fine*

Dacă, simultan cu variația $m < m'$, se înregistrează și o variație a cantității de agregate fine $n > 0$, în kg, se înregistrează o nouă creștere a volumului aparent al betonului cu o cantitate $\partial_2' V$, în l, a cărei valoare maximă se obține pentru $n = n'$ din relația:

$$\partial_2' V = \frac{n'}{\rho_{aN}} + r_c\,\partial_2' C \qquad (36)$$

care reprezintă suma volumelor absolute ale cantității n' de agregat fin și pastei corespunzătoare cantității de ciment $\partial_2' C$. Deoarece aceasta trebuie să asigure, pentru volumul aparent suplimentar, același dozaj ca și pentru restul amestecului, rezultă:

$$\partial_2' C = 10^{-3}\, C.\ \partial_2' V \qquad (37)$$

Din (36) și (37) se obține:

$$\partial_2' C = \frac{10^{-3} C \cdot n'}{(1 - 10^{-3}\, C \cdot r_c)\ \rho_{aN}} \qquad (38)$$

Dacă se aduce compoziției corecția (38), dar variația cantității de agregate fine are valori $n < 0$, creșterea de volum aparent se reduce și dacă volumul absolut al variației cantității de nisip depășește volumul pastei de ciment adăugate ($r_c \cdot \partial_2' C$), apare un volum de goluri intergranulare V_g a cărui valoare este la limită:

$$V_g = \frac{n''}{\rho_{aN}} + r_c\,\partial_2' C \qquad (39)$$

Acest volum trebuie umplut cu o cantitate de agregat fin $\partial_2 N$, umectat, precum și cu pasta rezultată dintr-o cantitate de ciment $\partial_2'' C$.

Suma algebrică a volumelor absolute ale acestor cantități suplimentare de materiale și a volumului V_g trebuind să fie nulă:

$$\frac{n''}{\rho_{aN}} + r_c\,\partial_2' C (\rho_{aN}^{-1} + \alpha_N)\,\partial_2 N + r_c\,\partial_2'' C = 0 \qquad (40)$$

Rezultă:

$$\partial_2 N = \frac{-\dfrac{n''}{\rho_{aN}} - r_c\,\partial_2 C}{\rho_{aN}^{-1} + \alpha_N} \qquad (41)$$

în care:

$$\partial_2 C = \partial_2' C + \partial_2'' C \qquad (42)$$

Cantitatea $\partial_2'' C$ se obține din condiția că mortarul care umple volumul V_g trebuie să aibă același dozaj de ciment ca și restul amestecului, deoarece la limită ($n = n'$) se obține o creștere a volumului aparent al betonului cu suma volumelor absolute al agregatului fin umectat și al pastei de ciment; se poate astfel scrie:

$$\partial_2'' C = 10^{-3}\, C\, [(\rho_{aN}^{-1} + \alpha_N)\partial_2 N + r_c\,\partial_2'' C] \qquad (43)$$

INFLUENȚA VARIAȚIEI ÎNTÎMPLĂTOARE A CANTITĂȚILOR DE AGREGATE ASUPRA COMPOZIȚIEI BETONULUI.

TABEL 4.

4.1. Toleranțe

Felul abaterii	la dozare		la sortare		ale densității aparente	
Simboluri	μ	ν	p_M	p_N	r_M	r_N
Valori estimate	± 2%	± 2%	± 3%	± 3%	± 5%	± 2%

4.2. Limite de variație ale cantităților de agregate

grupa de agregate	limite de variație	Relații generale de calcul	Relații de calcul pentru compozițiile B
1	2	3	4
Mari (M)	maximă (m')	$m'=10^{-2}\left(\mu'-p''_N-\frac{r''_M}{1+10^{-2}r''_M}\right)M+10^{-2}p'_M\frac{\rho_{aM}}{\rho_{aN}}N$	$m'=10^{-2}(10{,}25M+1{,}89N)$
	minimă (m'')	$m''=10^{-2}\left(\mu''-p'_N\frac{r'_M}{1+10^{-2}r'_M}\right)M+10^{-2}p''_M\frac{\rho_{aM}}{\rho_{aN}}N$	$m''=10^{-2}(9{,}55M+1{,}89N)$
Fine (N)	maximă (n')	$n'=10^{-2}\left(\nu'-p''_M-\frac{r''_N}{1+10^{-2}r''_N}\right)N+10^{-2}p'_N\frac{\rho_{aN}}{\rho_{aM}}M$	$n'=10^{-2}(4{,}75M+7{,}04N)$
	minimă (n')	$n''=10^{-2}\left(\nu''-p'_M-\frac{r'_N}{1+10^{-2}r'_N}\right)N+10^{-2}p''_N\frac{\rho_{aN}}{\rho_{aM}}M$	$n''=-10^{-2}(4{,}75M+6{,}96N)$

4.3. Valori auxiliare de calcul

Elementul ce se corectează	Relații generale	Relațiile pentru compozițiile B
1	2	3
Agregate fine (N)	$\partial N=\frac{(1-c_M)\frac{m'}{c_M\rho_{aM}}-\frac{n'}{\rho_{aN}}-r_C\partial C}{\rho_{aN}^{-1}+\alpha_M}$	$\partial N=10^{2}(9{,}85M+6{,}32N)-1{,}11\partial C$
Ciment C	$\partial C=\left(\frac{m'}{c_M\rho_{aM}}+\frac{n'-n''}{\rho_{aN}}\right)\cdot 10^{-3}C$	$\partial C=10^{-5}C(13{,}56M+7{,}33N)$
Volum aparent $(V=1{,}00\,m^3)$	$\partial V=10^{-3}\left[(1-c_M)\frac{m'}{c_M\rho_{aM}}-\frac{n''}{\rho_{aN}}\right]$	$\partial V=10^{-5}(5{,}25M+3{,}37N)$

4.4. Corecțiile compoziției pentru 1m³ de beton pus în operă

Motivul corecției	Elementul ce se corectează	Relații generale de calcul	sorturi utilizate	ponderea sortului	Defalcarea pe sorturi pentru compozițiile B
1	2	3	4	5	6
Variații întîmplătoare	Cantitatea de agregate mari (M)	$\Delta_5 M=-\frac{M\partial V}{1+\partial V}$	S_3 S_2	0,597 0,403	$\Delta_5 S_3=-\frac{S_3\partial V}{1+\partial V}$ $\Delta_5 S_2=-\frac{S_2\partial V}{1+\partial V}$
	Cantitatea de agregate fine (N)	$\Delta_5 N=\frac{\partial N-N\partial V}{1+\partial V}$	S_1	1,000	$\Delta_5 S_1=\Delta_5 N$
$m''\leq m\leq m'$	Cantitatea de ciment (C)	$\Delta_5 C=\frac{\partial C-C\partial V}{1+\partial V}$	—	—	$\Delta_5 C=\frac{\partial C-C\partial V}{1+\partial V}$
$n''\leq n\leq n'$	Cantitatea de apă (A)	$\Delta_5 A=\alpha_N\Delta_5 N+\alpha_C\Delta_5 C$	—	—	$\Delta_5 A=\alpha_N\Delta_5 N+\alpha_C\Delta_5 C$
	Densitatea aparentă (ρ_b)	$\Delta_5\rho_b=\Delta_5 N+\Delta_5 C+\Delta_5 A$	—	—	$\Delta_5\rho_b=\Delta_5 S_2+\Delta_5 S_1+\Delta_5 C+\Delta_5 A$

Din (40) și (43) se obține :

$$\partial_2'' C = 10^{-3}\, C \left(-\frac{n''}{\rho_{aN}} - r_c\, \partial_2' C \right) \qquad (44)$$

Înlocuind valorile (38) și (44) în (42) se obține :

$$\partial_2 C = 10^{-3}\, C \frac{n' - n''}{\rho_{aN}} \qquad (45)$$

6.4. *Stabilirea corecțiilor* Δ_5, *pe* m^3 *de beton pus în operă, pentru a preveni efectele defavorabile ale variațiilor întîmplătoare ale cantităților de agregate*

Datorită faptului că variația cantităților de materiale din cele două grupe de agregate este întîmplătoare, valorile $\partial_1 N$ și $\partial_2 N$ și respectiv $\partial_1 C$ și $\partial_2 C$, stabilite diferențiat la pct. 6.2 și 6.3, se sumează, determinîndu-se valorile auxiliare de calcul ∂N și ∂C ale căror expresii sînt înscrise în tabelul 4.

Aducînd aceste corecții compoziției betonului rezultă, atunci cînd variațiile întîmplătoare sînt nule ($m = 0$, $n = 0$), o creștere a volumului aparent de beton ∂V, în m³, a cărei expresie este

$$\partial V = 10^{-3} (\rho_{aN}^{-1} + \alpha_N) \partial N + r_c\, \partial C \qquad (46)$$

Relația obținută pentru calculul acestei creșteri de volum, în care s-a înlocuit ∂N cu expresia determinată anterior, este înscrisă tot în tabelul 4.

Corecțiile $\Delta_5 N$, $\Delta_5 C$, care trebuie aduse compoziției pentru a se obține 1 m³ de beton pus în operă, se determină din relațiile :

$$\Delta_5 M = \frac{M}{1 + \partial V} - M$$

$$\Delta_5 N = \frac{N + \partial N}{1 + \partial V} - N \qquad (47)$$

$$\Delta_5 C = \frac{C + \partial C}{1 + \partial V} - C$$

Corecțiile $\Delta_5 M$, $\Delta_5 N$ se defalcă pe sorturi și se determină corecția cantității de apă $\Delta_5 A$ și densitatea aparentă a betonului $\Delta_5 \rho_b$, relațiile respective fiind înscrise în tabelul 4.

7. *Modul de utilizare a metodei*

7.1. Se efectuează studiile caracteristicilor agregatelor produse de o fabrică sau extrase dintr-un zăcămînt, stabilindu-se compozițiile de bază pentru tipurile principale de ciment utilizate (RIM, PZ, M). Se determină expresiile corecțiilor pentru modificări impuse compoziției în funcție de necesitățile reale. În această etapă se efectuează lucrările de la pct. 3 și 4 (graficul din fig.1, tabelele 1*, 2* și 3) care nu mai trebuie repetate decît dacă se schimbă unii din componenții betonului.

În fig. 1* și tabelele 1*, 2* și 3 se prezintă date din studiile efectuate cu granulit produs de fabrica de produse ceramice din Iași.

7.2. Se determină compozițiile de laborator, care satisfac diferitele necesități, prin impunerea unor modificări ale compoziției de bază (proporția între grupele de sorturi de agregate, dozajul de ciment, lucrabilitatea etc.), în funcție de care se determină compozițiile derivate. Pentru prepararea betonului în laborator se determină umiditățile agregatelor și se corectează compozițiile și în funcție de acestea.

Pentru aceasta se efectuează calculele din tabelul 5 pct. 5.1 (exemplul din aceste tabele face parte din studiile menționate la pct. 7.1., în care s-a luat în considerare valoarea $\beta_{ut.h} = 0$; $u_h = u_h'$)

7.3. Se identifică condițiile tehnologice de sortare și dozare a agregatelor, precum și limitele de variație ale abaterilor respective, precum și ale caracteristicilor de densitate aparentă a granulelor diferitelor sorturi de agregate.

Se determină limitele de variație întîmplătoare a cantităților de agregate (a celor reale, precum și a celor echivalente, datorite variației densității aparente a granulelor). În acest sens, se efectuează calculele din tabelul 4, care nu se mai refac decît dacă se produc schimbări în tehnologia de sortare-dozare, sau de fabricație, schimbări al căror efect poate, în acest fel, fi pus în evidență cantitativ (valoric).

7.4. Compozițiile de laborator stabilite ca la pct. 7.3 se corectează pentru a se ține seama de variațiile întîmplătoare ale cantităților de agregate, efectuîndu-se în acest scop calculele din tabelul 5, pct. 5.2, inclusiv corecția datorită umidității.

7.5. Se subliniază că această corecție datorită umidității trebuie efectuată întotdeauna cînd apare o asemenea variație.

7.6. În cazul unor variații constante ale densității aparente a granulelor diferitelor sorturi de agregate se pot corecta compozițiile în faza finală, înlocuindu-se valorile M și N (respectiv S_1, S_2, S_3 etc.) cu valorile ce rezultă din relațiile :

$$M' = \frac{\rho_{aM}'}{\rho_{aM}}$$

$$N' = \frac{\rho_{aN}'}{\rho_{aN}} \text{ etc.} \qquad (48)$$

în care :

ρ_{aM}', ρ_{aN}' reprezintă densitățile aparente modificate ale grupelor de agregate ;

ρ_{aM}, ρ_{aN} — densitățile aparente inițiale.

---

* V. partea întîi a acestui articol, apărută în nr. 7/1973 al revistei.

Aceste înlocuiri se pot face însă numai dacă se respectă condiţiile :

$$\frac{\rho'_{oM}}{\rho'_{aM}}=\frac{\rho_{oM}}{\rho_{aM}}=c_M \qquad \frac{\rho'_{oN}}{\rho'_{aN}}=\frac{\rho_{oN}}{\rho_{aN}}=c_N \tag{49}$$

CORECTAREA COMPOZIŢIILOR AMESTECULUI DE BETON TABEL 5

5.1. Corectarea compoziţiei de bază; compoziţii de laborator

Elementele ce se corectează	1. Variaţia cantităţii de agregate M				2. Variaţia dozajului C			3. Variaţia cantităţii de apă A			4. Umiditatea agregatelor			
	relaţii de calcul	compoziţia iniţială B.0.0.0. (kg)	corecţia (kg)	compoziţia corectată B.1.0.0. (kg)	relaţii de calcul	corecţia (kg)	compoziţie corectată B.1.1.0. (kg)	relaţii de calcul	corecţia (kg)	compoziţie corectată B.1.1.1. (kg)	relaţii de calcul		cantitate (kg)	compoziţie corectată (kg)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		13	14
Modificare impusă	$\partial M = 80$ kg.				$\partial C = 103$ kg.			$\partial A = -6$ kg.			$U_1=3\%$; $U_2=1\%$;		$U_3=11\%$	
Agregate mari (M)	$0{,}597\,\partial M$	452	48	500	0	0	500	0	0	500	Agregat uşor	$10^{-2}u_3 S_3$	55	555
	$0{,}403\,\partial M$	305	32	337	0	0	337	0	0	337	Agregate grele	$10^{-2}u_2\cdot S_2$	3	340
Agregate fine (N)	$-0{,}990\,\partial M$	655	−79	576	$-1{,}11\,\partial C$	−114	462	$\left(-2{,}53-0{,}81\frac{C}{A}\right)\partial A$	22	484		$10^{-2}u_1 S_1$	15	499
Ciment	$-0{,}271\,\partial M$	219	−22	197	∂C	103	300	$\frac{C}{A}\partial A$	−9	291	—		—	291
Apă	$-0{,}147\,\partial M$	197	−12	185	$0{,}12\,\partial C$	12	197	∂A	−6	191	$\overset{(x)}{\Sigma}\beta_{ut,h}S_h-\Sigma\Delta_4 S_g$		−18	173
Densitate aparentă ρ_b	$-0{,}408\,\partial M$	1828	−33	1795	$0{,}01\,\partial C$	1	1796	$\left(-1{,}53+0{,}19\frac{C}{A}\right)\partial A$	7	1803	$\overset{(x)}{\Sigma}\beta_{ut,h}S_h+\Sigma\Delta_4 S_h$		55	1858

5.2. Corecţia compoziţiei de laborator; compoziţie pentru producţie curentă

Elementele ce se corectează	Valori auxiliare de calcul			Corectarea compoziţiei					Umiditatea agregatelor			
	relaţii de calcul	compoziţii ce se corect. B 1.1.1.	valori	relaţii de calcul		corecţia (kg)		compoziţia corectată B' 1.1.1.	relaţii de calcul		corecţia (kg)	compoziţia corecţiei
1	2	3	4	5		6		6'	7		8	9
Agregate mari (M)	—	500	—	$\Delta_5 M=-\frac{M\partial V}{1+\partial V}$	$\Delta_5 S_3=0{,}597\Delta_5 M$	−47	−28	472	Agregat uşor (h)	$10^{-2}u_3 S_3$	52	524
	—	337	—		$\Delta_5 S_2=0{,}403\Delta_5 M$		−19	318	Agregate grele (g)	$10^{-2}u_2 S_2$	3	321
Agregate fine (N)	$\partial N=10^{-2}(9{,}85M+6{,}32N)-1{,}11\,\partial C$	484	75	$\Delta_5 N=\frac{\partial N-N\partial V}{1+\partial V}$		44		528		$10^{2}u_1 S_1$	16	544
ciment (C)	$\partial C=10^{-5}C(13{,}56M+7{,}33N)$	291	43	$\Delta_5 C=\frac{\partial C-C\partial V}{1+\partial V}$		24		315	—		—	315
Apă (A)	—	191	—	$\Delta_5 A=\alpha_N\Delta_5 N+\alpha_C\Delta_5 C+$ $+\alpha_M\Delta_5 M$		10		201	$\Sigma\beta^{x}_{ut,h}S_h-\Sigma\Delta_4 S_g$		−19	182
Densitatea aparentă ρ_b	—	1803	—	$\Delta_5\rho_b=\Delta_5 M+\Delta_5 N+\Delta_5 C+\Delta_5 A$		31		1834	$\Sigma\beta_{ut,h}S_h+\Sigma\Delta_4 S_h$		52	1886
volum aparent	$\partial V=10^{-5}(5{,}25M+3{,}37N)\,m^3$	—	0,060	$\Delta_5 V=0$		0		0			0	0

$^{x}\beta_{ut,h}=0$

în care :

ρ'_{gM}, ρ'_{gN} reprezintă densitățile în grămadă modificate datorită variației densității aparente a granulelor ;

ρ_{gM}, ρ_{gN} — densitățile în grămadă inițiale.

7.7. Deși metoda prezentată include două etape, aceea a stabilirii compoziției de bază (prin metoda Joisel) și aceea a aplicării unor corecții în vederea determinării compozițiilor care să satisfacă cele mai variate necesități de producție, se consideră că al doilea aspect este cel mai important deoarece aceste corecții se pot aplica oricărei compoziții ,,inițiale'', indiferent de metoda prin care a fost stabilită aceasta, cu condiția ca modificările impuse să nu depășească limitele rezultate din relațiile (17) și (20). În acest caz, este suficient să se alcătuiască tabelul 2.2, operațiile succesive de corectare a compoziției desfășurîndu-se ca la pct. 3,4, 5 și 6.

7.8. O compoziție ,,inițială'', cu dozaj minim de ciment, dar cu volum mai mare de goluri și mai greu lucrabilă se poate determina rezolvînd un sistem alcătuit din ecuația :

$$(\rho_{aM}^{-1} + \alpha_M) \cdot M_i + (\rho_{aN}^{-1} + \alpha_N) \cdot N_i + r_c \cdot C_i = 1000 \tag{50}$$

similară relației (15), și din ecuațiile :

$$M_i = \frac{1000}{\eta_M \, \rho_{aM}^{-1} + \alpha_M} \tag{51}$$

$$C_i = \frac{(\eta_N - 1) N_i}{r_c \, \rho_{aN}} \tag{52}$$

care rezultă la limită ($M = 0$; $C = 0$) din relațiile (17) și (20). Se obține astfel și valoarea N_i :

$$N_i = \frac{1000 - (\rho_{aM}^{-1} + \alpha_M) M_i}{\eta_N \, \rho_{aN}^{-1} + \alpha_N} \tag{53}$$

8. *Concluzii*

8.1. Metoda prezentată este destinată stabilirii compoziției betoanelor cu agregate ușoare. Ea poate fi utilizată însă fără nici o modificare și pentru betoanele cu agregate grele (obișnuite).

8.2. Esența metodei constă în obținerea, dintr-o compoziție de bază, a unor compoziții derivate care să satisfacă cele mai variate necesități ale producției. Deși se recomandă stabilirea — pentru început — a compoziției de bază, metoda este aplicabilă oricăror compoziții, stabilite prin orice metode, cu condiția respectării unor limite (pct. 7.7.).

8.3. Metoda poate fi considerată laborioasă numai în aparență, deoarece necesită în etapa inițială determinarea mai multor caracteristici ale componenților. După depășirea, însă, a acestei etape, în care se face explorarea zăcămîntului sau produsului fabricat, diferitele compoziții derivă una din alta sau din compozițiile de bază prin calcule extrem de simple și fără determinări de laborator.

8.4. Pentru controlul compozițiilor apare necesitatea efectuării unor încercări de control al densității în grămadă, operații relativ simple și rapide.

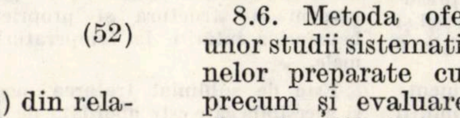
Numai în cazul în care prin aceste încercări se pun în evidență unele variații inacceptabile se impune să se verifice în continuare granulozitatea sorturilor și densitatea în grămadă a fracțiunilor respective. În măsura în care și acestea dau rezultate nesatisfăcătoare, apare necesitatea verificării densității aparente a granulelor diferitelor fracțiuni.

8.5. Pentru orice abateri care se mențin constante există posibilitatea de corectare a compoziției (pct. 7.6), iar pentru cele întîmplătoare, posibilitatea de a preveni efectele lor defavorabile, dacă se mențin în limitele unor toleranțe raționale (pct.6).

8.6. Metoda oferă posibilitatea efectuării unor studii sistematice ale caracteristicilor betoanelor preparate cu diferite agregate ușoare, precum și evaluarea cantitativă (valorică) a efectelor diferitelor măsuri de îmbunătățire a procesului de fabricație și de sortare a agregatelor, respectiv a tehnologiei de preparare și punere în operă a betonului.

Metoda este aplicată în prezent în cadrul studiilor ce se efectuează pentru omologarea granulitului ce se produce de către Fabrica de produse ceramice din Iași.

Primit la redacție la 30 dec. 1972



RECENZII

N. Mihail
ÎNTĂRIREA ACCELERATĂ A BETOANELOR

București, Editura tehnică, 1972
248 pag., 71 fig.

EDITURA TEHNICĂ
N. MIHAIL
Întărirea accelerată a betoanelor

Industrializarea lucrărilor de beton, fie sub forma cea mai avansată, a prefabricării (uzinale sau de șantier), fie sub forma mai nouă a tehnologiei moderne a tradiționalului beton monolit, presupune intensificarea ritmului producției și scurtarea duratei totale de execuție a lucrărilor de construcții.

Din ciclul de realizare a unor elemente sau lucrări de beton, întărirea în condiții normale reprezintă faza cea mai lungă, consumînd între 85 % și 95 % din durata totală a acestuia. De aceea, principala cale de scurtare a duratei totale de execuție a lucrărilor de beton constă în *accelerarea întăririi betonului*, pentru a obține o decofrare cît mai rapidă, realizînd astfel, totodată, și economisirea cofrajelor și a tiparelor, prin creșterea vitezei lor de refolosire.

Pe timp friguros, această accelerare a întăririi este cu atît mai necesară cu cît viteza de întărire a cimentului este mult încetinită sub influența temperaturii scăzute.

Dar, în condițiile exigențelor crescînde cu privire la calitatea lucrărilor de construcții, în general, și a celor de beton, în special, precum și în contextul progresului actual determinat de revoluția științifică-tehnică contemporană, accelerarea întăririi betonului devine un proces care trebuie să se desfășoare în mod dirijat și controlat, pe baza unor reguli fundamentate științific.

Deși se aplică de mai mulți ani, mai ales în industria prefabricatelor de beton, o serie de procedee de accelerare a întăririi betonului, experiența arată că de foarte multe ori apar defecțiuni de calitate, datorită înrăutățirii structurii și proprietăților betoanelor supuse unor procedee neadecvate de întărire accelerată, ceea ce poate compromite stabilitatea sau durabilitatea construcțiilor.

* * *

Lucrarea conf. ing. N. Mihail *„Întărirea accelerată a betoanelor”* constituie prima lucrare mai amplă în acest domeniu, care apare în limba română și care și-a propus și a reușit în mare măsură — pe bază de cercetări proprii și a unei documentări bogate (peste 100 de referințe bibliografice) — să prezinte — ținînd seama de principalele teorii cunoscute — bazele științifice ale procesului de întărire a betonului.

Plecînd de la formarea pietrei de ciment, autorul analizează influența factorilor climaterici (în cazul întăririi naturale) sau a mediului de întărire (în cazul întăririi accelerate) asupra structurii și proprietății pietrei de ciment și a betoanelor și, în special, asupra durabilității acestora.

Lucrarea este împărțită în două părți, cuprinzînd în total zece capitole. *În partea întîi* (primele trei capitole) se tratează întărirea betoanelor în condițiile climaterice din România.

● *Capitolul I : Întărirea betoanelor la temperaturi cuprinse între +10°C și +30°C* constituie capitolul principal al acestei părți, în care se tratează, pe de o parte, mecanismul de formare, structura și proprietățile pietrei de ciment și, pe de altă parte, aderența între piatra de ciment și suprafața granulelor de agregat, precum și structura și proprietățile betoanelor întărite la temperaturi normale.

Este de subliniat tratarea modernă și accesibilă care este abordată de autor pentru explicarea aderenței dintre piatra de ciment și agregate, pe baza fenomenelor de interfață și a forțelor de legătură care se formează, precum și explicarea dependenței dintre structura și proprietățile betonului.

Acest capitol, care fundamentează procesul de întărire normală a betonului, permite înțelegerea fenomenelor care iau naștere în procesul de întărire accelerată a acestuia.

● *În capitolele II și III* se prezintă, foarte concentrat, întărirea betoanelor la temperaturi climatice ridicate (timp foarte călduros), respectiv la temperaturi scăzute (timp friguros).

Deși aceste probleme nu formează obiectul principal al lucrării, considerăm că nu ar fi fost lipsită de interes o tratare mai aprofundată, avînd în vedere importanța lor pentru cunoașterea și asigurarea unor condiții de betonare adecvate, atît pe timp călduros — unde lipsa de umiditate — cît și pe timp friguros — unde temperatura scăzută — acționează defavorabil asupra procesului de întărire și formare a structurii betonului.

De asemenea, noțiunea de *„maturitate”* a betonului nu poate fi neglijată în tratarea modernă a procesului de întărire.

Partea a II-a a lucrării (7 capitole) se referă la *întărirea accelerată a betoanelor*. Autorul tratează bazele principalelor procedee moderne folosite pentru accelerarea întăririi betoanelor, și anume :

- utilizarea cimenturilor cu viteză mare de întărire (cap. IV)
- încălzirea prealabilă a componenților și conservarea căldurii (cap. V)
- tratamente termice fără presiune (cap. VI)
- tratamente termice cu presiune (cap. VII)
- aditivi acceleratori (cap. VIII)
- procedee mecanice (cap. IX).

● *În cap. IV* se insistă asupra caracteristicilor de bază pe care trebuie să le îndeplinească cimenturile cu viteză mare de întărire și se analizează — sub acest aspect — comportarea cimenturilor românești de tip RIM și condițiile lor de utilizare.

● *În cap. V* se trece în revistă, foarte pe scurt, problema *„betonului cald”*, atrăgîndu-se atenția asupra avantajelor lui. Avînd în vedere dezvoltarea pe care o ia acest procedeu în țările dezvoltate, atît la betonarea pe timp friguros, cît și în fabricile de prefabricate, în special prin punerea la punct a noilor malaxoare cu injecție de abur, ar fi fost utilă o aprofundare mai mare a proprietăților și condițiilor de folosire a betonului cald.

● *Cap. VI*, care se referă la *tratamentele termice fără presiune*, constituie cel mai dezvoltat capitol al lucrării, ceea ce este justificat prin faptul că acestea reprezintă procedeele cele mai răspîndite de accelerare a întăririi betoanelor și care pun, totodată, cele mai multe probleme legate de calitate.

Autorul pune un accent deosebit — și acesta este un mare merit al lucrării — pe explicarea bazelor fenomenelor chimice de hidratare a componenților mineralogici ai cimentului, în condițiile tratamentelor termice fără presiune, care determină formarea structurii pietrei de ciment și proprietățile betonului. În legătură cu aceasta se fac și precizări privind compoziția clincherului și alte condiții pentru cimenturile destinate tratamentelor termice.

De asemenea, se tratează într-un mod convingător și original defectele de structură ale betonului întărit sub acțiunea tratamentelor termice fără presiune, cauzate de dezomogenizarea structurală a pietrei de ciment și de slăbirea legăturilor la interfața pietrei de ciment-agregat, problemă care este foarte puțin cunoscută de cei care aplică în practică diferite procedee de accelerare a întăririi betoanelor.

Desigur că volumul lucrării nu a permis, probabil, prezentarea mai detaliată și a altor aspecte importante ale tratării termice fără presiune a betonului, cum ar fi : influența fiecărei faze a ciclului de tratare termică, inclusiv viteza de ridicare și de coborîre a temperaturii, asupra proprietăților imediate și ulterioare ale betonului, precum și fenomenele fizice ce au loc în timpul tratării termice — evaporarea apei, dilatarea betonului proaspăt etc.

În partea finală a capitolului se dau indicații prețioase asupra condițiilor care pot asigura o calitate satisfăcătoare a betonului prefabricat întărit prin tratare termică, precum și asupra proprietăților betoanelor aburite.

● *În cap. VII* se prezintă întărirea betonului prin autoclavizare (tratare termică cu presiune), explicîndu-se mecanismul formării pietrei de ciment, în aceste condiții, și structura și proprietățile betoanelor autoclavizate.

● *Cap. VIII* al lucrării, destul de extins, analizează mecanismul de întărire a betonului prin folosirea aditivilor acceleratori, care intervin în procesul de hidratare a cimenturilor.

În capitol se tratează, de asemenea, metodologia specifică de cercetare în domeniul aditivilor acceleratori, clasificarea acestor aditivi, precum și proprietățile mortarelor și betoanelor confecționate cu astfel de aditivi.

Autorul arată perspectivele de dezvoltare și în industria de prefabricate, a aditivilor acceleratori, care nu afectează structura betoanelor și durabilitatea armăturilor, în asociere cu folosirea unor cimenturi cu rezistențe inițiale mari, cu performanțe ridicate, ceea ce ar putea concura cu succes tratarea termică, cunoscute fiind neajunsurile arătate.

● *În cap. IX,* autorul prezintă, pe scurt, unele posibilități de accelerare a întăririi betoanelor prin tratamente mecanice, ca : remăcinarea umedă a cimenturilor, vibrarea betonului, activarea întăririi cimentului prin tratare în colergang.

Între procedeele moderne de accelerare a întăririi betonului — care nu sînt tratate în lucrare, dar care sînt susceptibile de a lua o mare dezvoltare în viitor — ar mai trebui menționate : încălzirea electrică, încălzirea cu raze infraroșii, tratarea prin curenți de înaltă frecvență etc., precum și alte procedee combinate.

În capitolul X, ultimul, se reiau, drept concluzii, cîteva din aspectele esențiale ale întăririi normale și accelerate a betonului, care condiționează garantarea unei calități corespunzătoare, insistîndu-se în special asupra următorilor factori : mecanismul de întărire, influența temperaturii, natura cimentului, importanța compactității betonului, rolul aditivilor acceleratori etc.

⁂

Lucrarea ing. N. Mihail ,,*Întărirea accelerată a betoanelor*'', cu toate comprimările impuse de volumul limitat, constituie o lucrare deosebit de utilă, care umple un gol, de mult simțit, în domeniul tehnologiei moderne a betonului.

Prin nivelul ridicat de tratare și modul riguros de expunere, ea reprezintă o lucrare valoroasă, care se adresează tuturor cadrelor tehnice din construcții — producție, proiectare și cercetare — contribuind atît la perfecționarea pregătirii lor profesionale, cît și la cunoașterea și explicarea unor fenomene din procesul de întărire a betonului, a căror stăpînire determină realizarea unor lucrări de bună calitate.

Ing. **M. Lupan**

Achile Petrescu, Gheorghe Duță, Paul Vasilescu

INSTALAȚII DE ÎNCĂLZIRE CENTRALĂ ÎN ANSAMBLURI DE CLĂDIRI

București, Editura tehnică, 1973
478 pag.; 268 fig.; 90 tab.; 9 planșe

INSTALAȚII DE ÎNCĂLZIRE CENTRALĂ
ÎN ANSAMBLURI DE CLĂDIRI

Lucrări de bază din domeniul instalațiilor de încălzire centrală, apărute în țara noastră pînă în prezent, sînt extrem de puține ; astfel, cu excepția lucrării ,,*Tehnica încălzirii și ventilării*'' de Rietschel Raiss, tradusă din limba germană (,,H. Rietschels Lerbuch der Heizund Luftungstechink'' von ing. Wilhelm Raiss) în anul 1967 și a lucrării ,,*Încălziri centrale*'' de H. Hornstein, apărută la Editura tehnică în 1962, ambele cărți conținînd numeroase elemente depășite, altele nu au mai apărut pînă în prezent.

În aceste condiții, lucrarea ,,*Instalații de încălzire centrală în ansambluri de clădiri*'', de ing. Achile Petrescu, conf. dr. ing. Gheorghe Duță și ing. Paul Vasilescu, are în primul rînd menirea de a umple un gol de mult resimțit în literatura de specialitate din acest domeniu.

Dar meritul principal al lucrării constă, pe de o parte, în conținutul său deosebit de valoros și, pe de altă parte, în forma de prezentare, logică, cursivă și ușor de asimilat, a întregului material.

Lucrarea conține cinci capitole, și anume : ,,*Bazele încălzirii*'', ,,*Sisteme de încălzire*'', ,,*Corpuri și suprafețe de încălzire*'', ,,*Alimentarea cu căldură*'' și ,,*Calculul instalațiilor de încălzire*'' în care sînt cuprinse majoritatea problemelor de bază din domeniul instalațiilor de încălzire pentru clădiri și ansambluri de clădiri civile, social-culturale și industriale.

În primul capitol sînt tratate elementele introductive ale domeniului instalațiilor de încălzire centrală, cum sînt : condițiile de microclimă și climatul interior al încăperilor, condițiile de climă, proprietățile termice ale materialelor de construcții și altele. Aceste elemente sînt bine valorificate în subcapitolul ,,*Necesarul de căldură pentru încălzirea clădirilor*'' care se remarcă prin conciziunea, aprofundarea și sistematizarea problemelor prezentate. Se remarcă în mod deosebit modul de prezentare a calculului necesarului de căldură la încăperi cu suprafețe mari în contact cu solul, unde se valorifică rezultatele cercetărilor din țara noastră în acest domeniu (în mod concret este vorba de lucrările elaborate de conf. dr. ing. Nicolae Leonăchescu). De asemenea, sînt valorificate rezultatele cercetărilor proprii ale autorilor în acest domeniu.

În capitolul doi, ,,*Sisteme de încălzire*'', se face o prezentare sintetică a sistemelor de încălzire cu apă, abur sau aer, cu una sau două conducte, accentuîndu-se asupra metodelor de proiectare a acestor sisteme. Metodele de calcul sînt bine aprofundate și prezentate cu multă claritate pentru a fi însușite. Ca exemplu, relațiile criteriale recomandate pentru determinarea coeficienților superficiali de transfer de căldură sînt însoțite de domeniile lor de valabilitate, sînt evitate formulele empirice sau semiempirice. Se remarcă o preluare critică a metodelor noi de calcul propuse și se valorifică cercetările din țara noastră, ca, de pildă, prezentarea metodologiei de calcul termic pentru alegerea bateriilor din țevi cu aripioare tip IAICA și altele.

Se prezintă recomandări și scheme pentru alegerea sistemelor de încălzire în funcție de specificul și destinația clădirii, acoperindu-se un domeniu larg de clădiri civile, social-culturale (spitale, săli de sport, bazine de înot etc.) și industriale.

Se tratează probleme privind prepararea apei calde menajere, punîndu-se accentul pe calculul termic al boilerelor funcționînd în regim nestaționar de transmitere a căldurii și pe calculul termic al schimbătoarelor de căldură recuperatoare, funcționînd în regim staționar de transmitere a căldurii.

Capitolul trei, intitulat ,,*Corpuri și suprafețe de încălzire*'', cuprinde descrierea și metodele de calcul ale suprafețelor de încălzire pentru majoritatea corpurilor de încălzire existente. Și aici se prezintă aparatele produse în țară, ca de exemplu : convectoare cu mască metalică tip IAICA, convectoradiatorul tip S.P (IAICA), panouri încălzitoare din beton și altele.

Este foarte interesantă și utilă, pentru proiectanții și executanții instalațiilor de încălzire centrală, prezentarea elementelor comparative la alegerea corpurilor de încălzire ; se încearcă și se reușește, în mare măsură, formularea unor indici cantitativi și calitativi ai factorilor tehnico-economici ce pot fi luați în considerație pentru alegerea soluției optime.

În subcapitolul ,,*Dimensionarea corpurilor de încălzire*'' s-au dezvoltat metodele de calcul ale corpurilor statice de încălzire și ale calculului panourilor radiante. Se remarcă tratarea științifică a calculului schimbului radiant de căldură, pornind de la ecuațiile diferențiale ale cîmpului de temperaturi și determinînd în fiecare caz soluțiile particulare prin precizarea condițiilor la limită. În final, se dau relații de calcul pentru practica curentă de proiectare.

Problemele încălzirii ansamblurilor de clădiri sînt tratate în capitolul patru, ,,*Alimentarea cu căldură*''. În prima parte se prezintă clasificarea sistemelor, criteriile de alegere a acestora și schemele de principiu. În continuare, se tratează sursele de căldură, analizîndu-se caracteristicile de bază ale acestora : funcţiile şi serviciile de bază ale surselor, regimul termic, regimul de presiune, asigurarea parametrilor funcţionali şi de siguranţă şi altele. Sînt date schemele de bază ale sistemelor prezentate, remarcîndu-se introducerea unor elemente noi sau relativ noi, cum sînt cele referitoare la sistemele de asigurare a cazanelor prin vase de expansiune închise sau deschise. Sînt tratate problemele legate de racordarea instalaţiilor interioare la reţele de transport a căldurii la distanţă, dîndu-se schemele uzuale ale punctelor termice, după care se tratează reţelele pentru transportul şi distribuţia căldurii. O inversare a ordinii de tratare a ultimelor două subcapitole era, poate, de preferat.

În afară de elementele obişnuite privind clasificarea, regimul hidraulic şi pozarea reţelelor termice, se remarcă modul de tratare a calculului mecanic al reţelelor termice. Sînt analizate aprofundat numeroase cazuri de solicitări ale reţelelor termice, dîndu-se relaţii de calcul şi nomograme deosebit de utile în practica de proiectare.

În ultimul capitol sînt grupate 36 de exemple de calcul, care facilitează aplicarea directă a relaţiilor şi metodelor de calcul propuse în lucrare.

Lucrarea „*Instalaţii de încălzire centrală în ansambluri de clădiri*" este pe cît de utilă, pe atît de necesară tuturor inginerilor, subinginerilor, tehnicienilor din proiectarea şi execuţia acestor tipuri de instalaţii, cît şi cercetătorilor ştiinţifici, cadrelor didactice şi studenţilor, care vor găsi sintetizate numeroase rezultate valoroase, publicate în ultimii ani în ţară sau în străinătate şi în bună măsură recomandate în bibliografie.

Lucrarea conţine, totodată — cum este şi firesc — şi experienţa tehnică, ştiinţifică şi didactică a autorilor, personalităţi bine cunoscute şi apreciate de specialiştii din domeniul instalaţiilor din ţara noastră şi de peste hotare.

Şef de lucrări ing. **Ştefan Vintilă**
Institutul de construcţii Bucureşti.
Facultatea de instalaţii pentru construcţii

IMPACT OF COMPUTERS ON THE PRACTICE OF STRUCTURAL ENGINEERING IN CONCRETE

Impactul calculatoarelor electronice în practica construcţiilor de beton

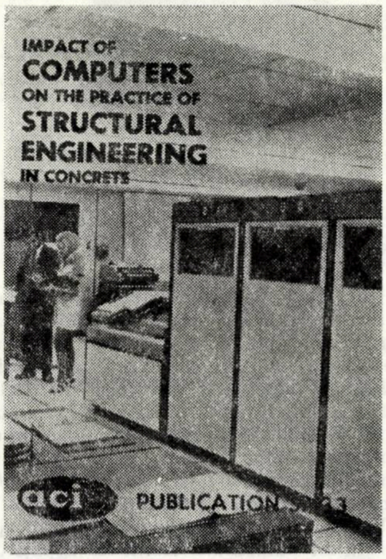
Detroit, ACI Publication SP-33. 1972, 314 pagini

Încă din 1963 a fost stabilit comitetul ACI 118 cu scopul de a dezvolta şi raporta asupra folosirii corecte şi avantajoase a calculelor pe calculatoare electronice, cu aplicare la beton. Un prim simpozion organizat în 1965 („*Aplicarea computerelor în proiectarea şi tehnologia betonului*") a fost publicat în volumul colecţiei ACI Special Publication No. 16. Un al doilea simpozion a fost organizat cu ocazia reuniunii de la St. Louis în 1—6 noiembrie 1970. Cele 16 comunicări prezentate fac obiectul volumului de faţă. Titlurile lor sînt enumerate în continuare.

1. J.M. Biggs, R.D. Logcher, H.N. Wenke : *Utilizarea programului STRUDL în proiectarea construcţiilor de beton armat* (termenul STRUDL este o prescurtare a denumirii Structural Design Language) (p. 1—17,2 ref. bibl.).

2. A.A. Palejs : *Limbaj pentru calculul automatizat al structurilor tridimensionale* (programul este denumit prin acronimul AMECO — Automatic Design in Metal and Concrete) (p. 11—46,2 ref. bibl).

3. R. J. Alluvod : *Limbaj orientat pe problemă pentru proiectarea structurilor din beton armat* (se utilizează programul GENESYS — acronim pentru General Engineering System) (p. 47—62,6 ref. bibl.).



4. A. M. Lount : *Sisteme integrate. Unele consideraţii fundamentale în folosirea computerelor* (p. 63—80).

5. W.C. Cowan : *Aplicaţiile computerelor în calculul şi proiectarea betonului* (p. 81—91).

6. H. W. Harris : *Programe de computere şi inginerul practician* (p. 93—99).

7. S.D. Lindsay, J.R. Horner, W.H. Rowan jr. : *Proiectarea interactivă a structurilor de beton* (p. 101—121).

8. S.W. Woods, L. J. Schuchardt : *Proiectarea automată şi desenarea structurilor de poduri din beton armat* (p. 123—132).

9. C. Berwanger, T. Fujii : *Optimizarea pe computer în proiectarea de rezistenţă a elementelor de beton* (p. 133—160, 23 ref. bibl.).

10. V.M. Melhotra, P.D. Hibbert : *Stabilirea dozajelor de beton pentru proiecte mari, cu ajutorul computerului* (p. 161—195, 7 ref. bibl.).

11. J.P. Anderson, C.R. Hays : *DYNAFN-Un auxiliar de proiectare pentru calculul vibraţiilor fundaţiilor de maşini* (p. 197—210,3 ref. bibl.).

12. R.S.Sandhu, E.L. Wilson : *Calculul eforturilor unitare în structuri masive de beton, cu ajutorul elementelor finite* (p. 211—228, 18 ref. bibl.).

13. J.A. Barker, M.L. Moody, Chuan C. Feng : *Program de calculator pentru verificarea grinzilor de beton armat* (p. 219—237,3 ref. bibl.).

14. V. Ramakrishnan : *Calculul la rupere al structurilor de beton armat cu ajutorul computerelor* (p. 239—258, 4 ref. bibl.).

15. M. Das, K. Malaivongs, R.B. L. Smith : *Calculul la rupere al plăcilor de beton armat, folosind un calculator numeric* (p. 259—281,6 ref. bibl.).

16. M. Fintel : *Dezvoltări de programe de către Asociaţia de Ciment Portland* (p. 283—311).

Volumul reuşeşte să ne dea o imagine a înaltului nivel de dezvoltare a computerelor în S.U.A., precum şi a avantajelor care se obţin în proiectarea construcţiilor prin utilizarea lor.

Volumul se adresează în primul rînd cercetătorilor şi personalului tehnic din centrele de calcul, precum şi proiectanţilor care se preocupă de utilizarea programelor de calcul pentru elaborarea proiectelor.

CONCRETE THIN SHELLS

Plăci curbe subţiri de beton

Detroit, ACI Publication SP-28, 1971, 424 pagini

Volumul cuprinde cele 17 lucrări prezentate la simpozionul ţinut cu prilejul celei de-a 66-a convenţii anuale ACI (Institutul american pentru beton şi beton armat), în aprilie 1970. Organizat de Comitetul ACI 334, scopul simpozionului era acela de a prezenta stadiul actual al calculului, proiectării şi construcţiei plăcilor curbe subţiri de beton armat. O asemenea trecere în revistă era de dorit din cauza progreselor considerabile făcute într-o perioadă de opt ani, după ţinerea conferinţei mondiale de plăci curbe subţiri la San Francisco în 1962.

Volumul de faţă urmăreşte, ca alcătuire şi succesiune a studiilor, prezentarea de la simpozion, în două părţi.

Prima parte, tratînd despre concepţia de proiectare şi de execuţie, începe cu o trecere în revistă a construcţiei de plăci curbe subţiri în S.U.A. ; urmează lucrări despre proiectarea, economia şi metodele de construcţie ale plăcilor preturnate şi prefabricate, precum şi lucrări remarcabile în S.U.A. şi Mexic.

Partea a doua cuprinde calculul şi proiectarea structurilor din plăci curbe subţiri. Sînt examinate următoarele tipuri de suprafeţe : cilindrice şi prismatice, suprafeţe de rotaţie, paraboloizi hiperbolici, suprafeţe pe cabluri şi suprafeţe de formă generală.

Titlurile celor 17 lucrări prezentate sînt enumerate în continuare.

1. A. Tedesko : *Plăcile curbe subţiri în 1970-Istoric şi perspective* (p. 1—13,8 ref. bibl)..

2. St. J. Medwadowski : *Concepţia de proiectare a plăcilor curbe subţiri* (p. 15—39,59 ref. bibl.).

3. R. M. Gensert, V. Kirsis, M. Peller : *Alcătuirea economică a plăcilor curbe subţiri preturnate* (p. 41—112).

4. P.E. Mast : *Construcţia plăcilor curbe subţiri şi a plăcilor prismatice*

preturnate (p. 113—137,19 ref. bibl.).

5. J.V. Christiansen : *Acoperiș din placă curbă subțire pentru expoziția internațională din New Orleans* (p. 139—148).

6. M.S. Ketchum, E. V. Konkel : *Proiectarea acoperișului hangarului TWA Overhaul, Kansas City* (p. 149—166).

7. F. Candela : *Hipari cutați* (p. 167—183, 1 ref. bibl.).

8. L.F. Robinson : *Catedrala Sf. Maria din San Francisco* (p. 185—192).

9. K. C. Thornton : *Cupolă din beton armat posttensionată, prefabricată pentru Garden State Arts Center, New Jersey* (p. 193—201).

10. A.L. Parme : *Evoluția în filozofia proiectării* (p. 203—205).

11. A.C. Scordelis : *Calculul plăcilor subțiri cilindrice și prismatice* (p. 207—236,38 ref. bibl.).

12. D.P. Billington : *Plăci subțiri de rotație din beton armat* (p. 237—274,43 ref. bibl.).

13. W.C. Schnobrich : *Calculul paraboloizilor hiperbolici* (p. 275—311,61 ref. bibl.).

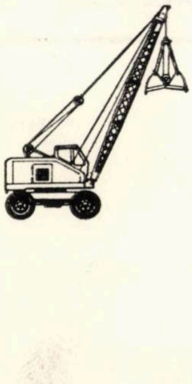
14. A.Siev : *Acoperișuri suspendate de beton armat pe cabluri. Stadiul actual* (p. 313—332,14 ref. bibl.).

15. R.W. Clough, C. Ph. Johnson : *Calculul prin elemente finite al plăcilor curbe subțiri oarecare* (p. 333—363,35 ref. bibl.).

16. F.E. Peterson, R. Kulunk : *Soluții pentru plăci curbe subțiri cu ajutorul elementelor finite, folosind programul EASE* (termenul este o prescurtare a denumirii Elastic Analysis for Structural Engineering) (p. 365—381,16 ref. bibl.).

17. S. Utku : *ELAS-Un program general pentru problemele de echilibru ale structurilor liniare* (termenul reprezintă primele două silabe din cuvîntul Elasticity) (p. 383—417,10 ref. bibl.).

Apreciem că scopul urmărit de organizatorii simpozionului și de publicarea volumului de față a fost realizat cu prisosință.



DESIGNING FOR EFFECTS OF CREEP, SHRINKAGE, TEMPERATURE IN CONCRETE STRUCTURES

Considerarea în calcul a efectelor curgerii lente, contracției și temperaturii în structuri de beton

Detroit, ACI Publication SP-27, 1971, 430 pagini

Cunoscutul Institut american pentru beton și beton armat (ACI) a inițiat, încă din anul 1958, editarea unei serii de publicații speciale, în speță a unor volume tratînd probleme de interes deosebit, cum ar fi controlul betonului, cofraje pentru beton, panouri prefabricate, stîlpi, proiectarea podurilor de beton etc.

În rîndurile de față ne vom ocupa de volumul SP-27, tratînd despre efectele curgerii lente, contracției și temperaturii în structurile de beton. Studiile, în număr de 21, sînt împărțite în două părți ; partea întîi conține 12 studii care au fost prezentate la a 66-a convenție anuală ACI, ținută la New York între 11—17 aprilie 1970, iar partea a doua conține restul de nouă studii selectate special dintre contribuțiile propuse pentru publicare în volum.

Redăm în continuare titlurile acestor studii.

1. J.R. Keeton, F. Roll, B. L. Meyers : *Efectele constituenților betonului, ale mediului și ale solicitărilor asupra curgerii lente și contracției betonului.* În discutarea efectelor solicitărilor sînt incluși următorii factori : tipul de solicitare, variația eforturilor, mărimea solicitărilor și durata încărcării (p. 1—42, 81 ref. bibl.).

2. J.N. De Serio : *Eforturile din temperatură și contracție avariază structurile!* Sînt examinate următoarele patru probleme : planșeu expus temperaturii ambiante, contracția din uscarea forțată (accelerată), torsiunea ca rezultat al eforturilor termice și din contracție, eforturi termice în pereții silozurilor (p. 43—49, 3 ref. bibl.).

3. J.R.Keeton, F.Roll, D.E. Branson : *Prezicerea efectelor din curgere lentă, contracție și temperatură la structurile de beton.* Se prezintă metode pentru considerarea acestor efecte la calculul grinzilor, plăcilor armate pe o direcție și armate cruciș, grinzi precomprimate și mixte (p. 51—93, 58 ref. bibl).

4. M. Fintel, F. R. Khan : *Efectele curgerii lente și contracției stîlpilor la structurile înalte. Calculul scurtărilor diferențiale ale stîlpilor și observații asupra structurilor.* Se indică o metodă pentru calculul cadrelor multietajate la efectele sortării diferențiale elastice și neelastice între stîlpi sau pereți adiacenți (p. 95—119, 3 ref. bibl.).

5. C.H. Raths : *Calculul la variațiile de volum în direcție axială* (p. 121—139, 8 ref. bibl.).

6. A. Pauw : *Variația săgeților în timp la un pod cu secțiune casetată* (p. 141—158, 9 ref. bibl.).

7. D. W. Pfeifer, D.D. Magura, H.G. Russel, W.G. Corley : *Deformațiile în timp ale unei structuri cu 70 etaje* (p. 159—185, 10 ref. bibl.).

8. F. Roll : *Efectele contracției și curgerii lente diferențiale asupra unei structuri mixte din oțel și beton* (p. 187—214, 9 ref. bibl).

9. F. R. Khan, M. Fintel : *Detalii de concepție pentru evitarea curgerii lente, contracției și temperaturii la clădiri foarte înalte* (p. 215—228, 7 ref. bibl.).

10. I. Martin, J. Acosta : *Efectul variațiilor termice și al contracției asupra unor construcții de beton armat cu un singur nivel.* Bazați pe analiza a 98 structuri, autorii propun o formulă empirică pentru determinarea lungimii maxime a unei structuri de beton armat cu un singur nivel (p. 229—240, 6 ref. bibl.).

11. P. Rogers : *Variații de temperatură la cadrul de beton armat al unei structuri pentru o brutărie* (p. 241—245).

12. R.E. Philleo : *Sumarul simpozionului asupra considerării în calcul a efectelor curgerii lente, contracției și temperaturii în structuri de beton* (p. 247—253, 4 ref. bibl.).

13. D.E. Branson, M.L. Christianson : *Proprietățile dependente de timp ale betonului, depinzînd de rezistența de calcul și caracteristicile elastice, de curgere lentă și contracție* (p. 257—277, 20 ref. bibl.).

14. I. Martin : *Efectul condițiilor de mediu asupra variațiilor de temperatură și contracției structurilor de beton în SUA* (p. 279—300, 17 ref. bibl.).

15. O. Clarke Mann : *Poziția rosturilor de dilatare într-o structură de beton* (p. 301—322, 11 ref. bibl.).

16. L. Zetlin, Ch. H. Thornton, I. P. Lew : *Eforturile interioare ale betonului* (p. 323—347,21 ref. bibl.)

17. W. Dilger, A. M. Neville : *O metodă pentru calculul curgerii lente la elementele de structuri* (p. 349—371, 3 ref. bibl.).

18. Z. P. Bažant : *Calculul contracției și curgerii lente la grinzi mixte continue* (p. 373—385,12 ref. bibl.).

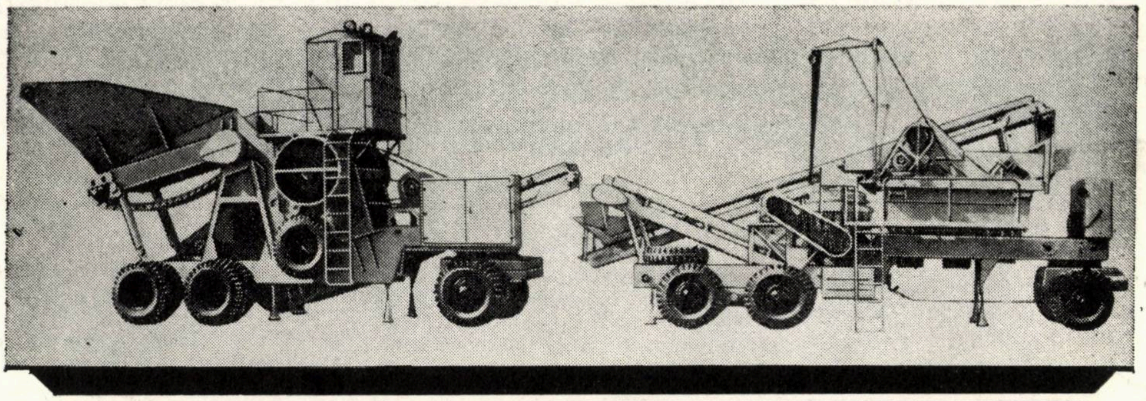
19. C.H. Wang : *Curgerea lentă a betonului la temperaturi înalte* (p. 387— 400,11 ref. bibl.).

20. Z.P. Bažant : *Eforturi datorite (ontracției în betonul care îmbătrînește* cp. 401—410,10 ref. bibl.).

21. Z.P. Bažant : *Teoria termodinamică a deformațiilor betonului cu explicarea curgerii lente din uscare* (p. 411—421, 3 ref. bibl.).

Volumul de față reprezintă o contribuție valoroasă la cunoașterea mai intimă a proprietăților reologice ale betonului. Deși bazate pe teorii matematice complexe, studiile sînt concepute și realizate pentru a da răspunsuri practice în proiectare. Volumul ACI Publication SP—27 se adresează cercetătorilor, cadrelor didactice și proiectanților care se ocupă cu studierea proprietăților betonului, respectiv cu proiectarea structurilor de beton, beton armat și beton precomprimat.

Prof. dr. doc. **Mircea V. Soare**



Pentru concasarea
şi sortarea calcarurilor,
granitului, gresiei şi altor roci
şi materiale de construcţii

Concasoarele-sortatoare mobile pe pneuri
sînt utilizate la construcţii şi reparaţii de drumuri, autostrăzi, aerodromuri, lucrări hidraulice şi alte construcţii de beton.

Modelul D-562, cu motor electric sau Diesel,
este prevăzut pentru o sortare în trei fracţiuni pînă la 12 m³ oră

Modelul SM-739/SM-740
... cu motor electric
... concasare în două trepte
... sortare în trei fracţiuni
... se poate completa la nevoie cu staţii Diesel-electrice
... randament pînă la 45 m³/oră

Livrabile cu unelte, accesorii şi piese de schimb.

MACHINOEXPORT
☎ 147-15-42 SSSR MOSKVA 117330 7207 MOSKVA V-330

PUBLICOM

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1983

La construcţia şi reparaţia şoselelor şi căilor ferate, aerodromurilor, instalaţiilor hidraulice şi la construcţia de clădiri industriale, administrative şi de locuit se folosesc cu succes

INSTALAŢII COMPLETE, MOBILE, DE CONCASARE ŞI TRIERE PDSU—200

Modelele PDSU—200

- prelucrează roci eruptive şi sedimentare, pietriş şi nisip;
- au un randament de 200 m^3 oră;
- sînt alcătuite din 11 mecanisme diferite de alimentare, sortare, concasare şi transport, care execută operaţii tehnologice autonome;
- asigură cerinţele de piatră spartă de fracţiuni diferite;
- permit executarea de operaţii tehnologice variate, în functie de tipul de roci care se prelucrează şi de mărimea şi calitatea fracţiunilor.

MACHINOEXPORT

☎ 147-15-42 SSSR MOSKVA 117330 7207 MOSKVA V-330

PUBLICOM

1973 NOV 14

ENGINEERING
Studien, Planung
Dienstleistungen
Bauten
Montage
Installationen

ARCOM

Calea Victoriei 91–93
Fernruf: 14 98 33
Drahtanschrift: ARCOM – Bukarest
Fernschreiber: 490
ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCŢII-MONTAJ
RUMÄNISCHES UNTERNEHMEN FÜR BAU- UND MONTAGEARBEITEN

1973 NOV 14

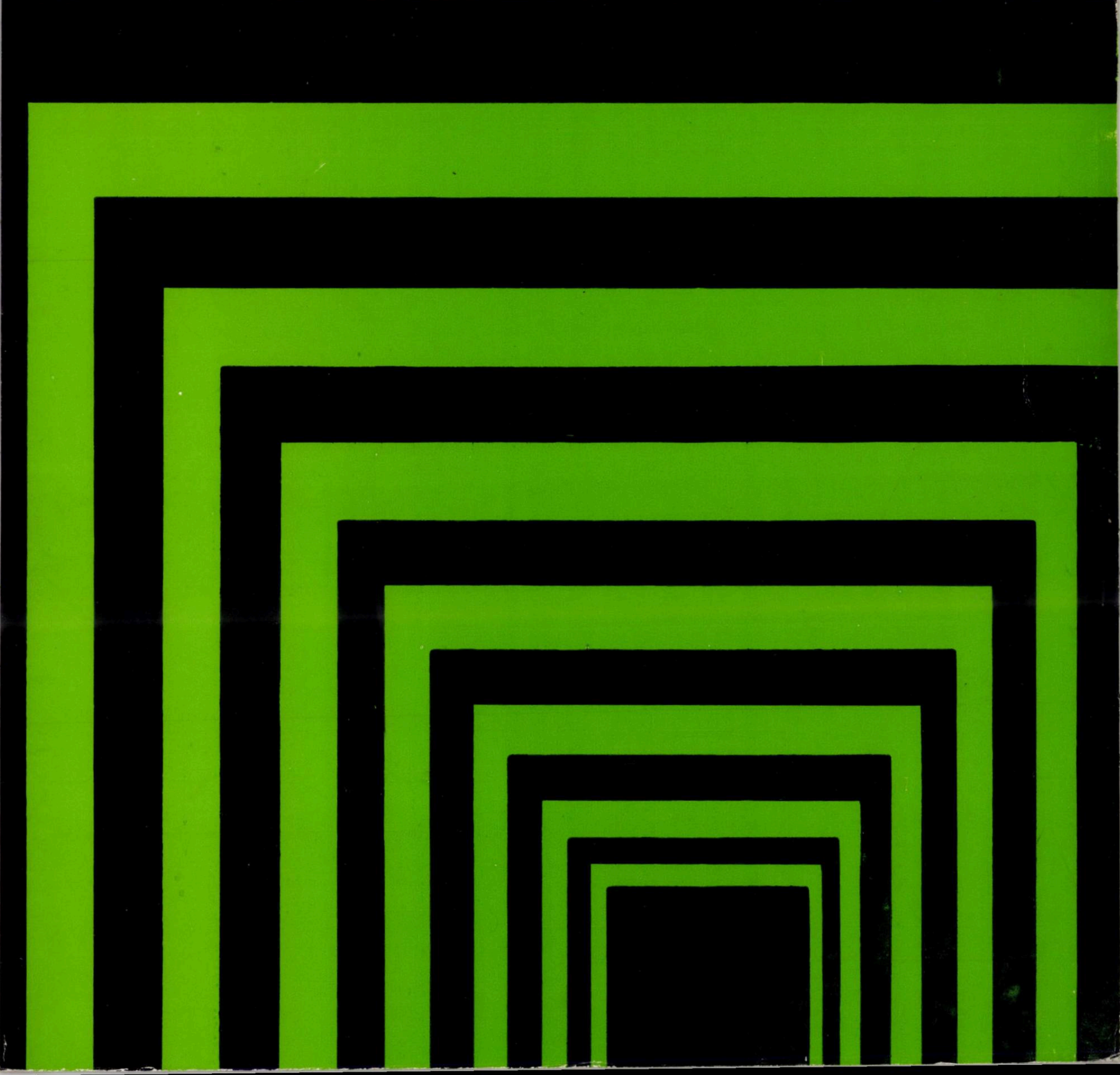
E 1688

CONSTRUCȚII

R

REFERÁLVA

9 □ 1973



INSTALAŢII COMPLEXE
EXTINDERI

pentru arderea pietrei de var cu granulaţia pietrişului

cercetarea zăcămîntului • elaborarea tehnologiilor

automatizarea proceselor de fabricaţie

În această fabrică de var se prelucrează piatră de var cu granulaţia de pînă la 10 mm după procedeul de ardere a pietrei de var avînd granulaţia pietrişului. Tratamentul termic se face în două linii de cuptoare încălzite cu păcură, fiecare constînd dintr-un preîncălzitor vertical (construcţie Prerov Machinery), un cuptor rotativ şi un răcitor vertical.

De la punerea în funcţiune, instalaţia prezintă următoarele rezultate:

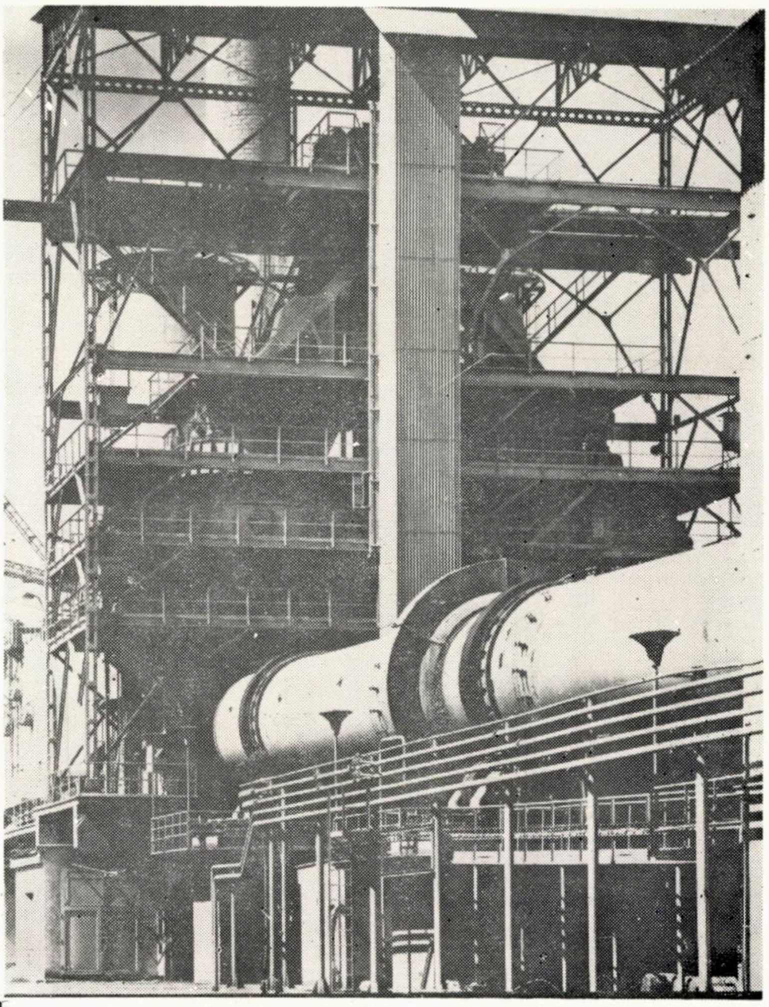
Productivitatea fiecărui cuptor

garantată	250 t/zi
medie	275 t/zi
atinsă	300 t/zi

Necesarul de combustibil

garantat	1250 kcal/kg
realizat	1160 kcal/kg

. . . realizîndu-se deja – la o valoare medie de 0,8% – pînă la 0,5% material nears. Cu maşinile, liniile tehnologice şi instalaţiile complexe livrate de PRAGOINVEST se realizează productivităţile garantate – ele putîndu-se chiar majora printr-o deservire corespunzătoare. Folosiţi ocazia pentru a vă rezolva problemele de ardere în mod rentabil cu ajutorul unor specialişti experimentaţi.



Producător:

PREROV MACHINERY

Exportator:

pragoinvest

Praga 9, Ceskomoravská 23

Cehoslovacia

CONSTRUCȚII

Nr. 9/1973
ANUL XXV

CUPRINS

Prof. Giuseppe GRANDORI R

Cîteva considerații asupra siguranței construcțiilor și asupra riscului seismic acceptabil 1

Dr. ing. Dan VASILIU R

Determinarea rapidă a lucrabilității și a raportului a/c din beton 8

Ing. Dan PRECUPANU R

Grinzi metalice pretensionate în domeniul elastic 19

Ing. Dragoș MANASIAN R

Instalațiile electrice ale hotelului „Inter-continental" București 28

Ing. Grigore MUNTEANU R

Aspecte teoretice și experimentale privind lungimea de transmitere, prin aderență, betonului, a eforturilor din armăturile preîntinse 34

Dr. ing. Nicolae BOGDAN R

Sisteme automate de conducere a construcțiilor în U.R.S.S. 42

RECENZII

DOCUMENTARE

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACŢIE:

Ing. EMILIAN BAICULESCU

Acad. prof. ing. ŞTEFAN BĂLAN

Acad. prof. ing. AUREL BELEŞ

Ing. TRAIAN BIGAN

Ing. CĂLIN DAN

Prof. ing. RĂDUCANU CIOROIU

Prof. dr. ing. DAN F. DUMITRESCU

Ing. VASILE DUMITRESCU

Ing. DINU ELIADE

Dr. ing. IOAN FĂCĂOARU

Prof. dr. ing. VIRGIL FOCŞA

Ing. DAN GHIŢESCU

Ing. MIRCEA IATAN

Ing. PANAIT IONESCU

Ing. NICOLAE LASZLO

Prof. ing. DAN MATEESCU

Ing. HERCULE MĂNESCU

Prof. ing. MIRCEA MIHAILESCU

Ing. ION NEAGU

Ing. RADU NEGRU

Ing. DINU NICULESCU

Ing. TUDOR PATELLI

Ing. MIRCEA POPOVICI

Ing. MIHAI RAMBA

Ing. ŞTEFAN RĂDVAN

Ing. MIRCEA SIMNICEANU

Prof. ing. ION STĂNCULESCU

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU

Ing. ADRIAN STĂNESCU

Ing. ARA TACORIAN

Ing. I. TORINGHIBEL

Ing. ION VASILESCU

Ing. MIRCEA VERNESCU

Ing. PETRU VERNESCU

REDACTOR RESPONSABIL:

Ing. MIRCEA LUPAN

EDITOR:

CENTRUL DE DOCUMENTARE
PENTRU CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ
ŞI SISTEMATIZARE

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuţa poştală nr. 2980. Of. poştal 22, Telefon : 16 49 14

ŞEFUL REDACŢIEI: Alexandru Ţînţăreanu

REDACTORUL EDIŢIEI: Raymond Vianu

SECRETAR DE REDACŢIE: Magdalena Georgescu

TIPARUL:

I.P. Informaţia — str. Brezoianu nr. 23 — Bucureşti

ABSTRACTS

G. GRANDORI : Some considerations on the safety in building and on the admissible seismic risk

The paper represents the text of a Bucharest-delivered lecture in March 1973. Some considerations are made on which the selection of an admissible seismic risk may be founded, a concept which is necessary for scientifically establishing some calculation values of seismic stresses.

Special attention is given to the problem of costs and non-monetary profits, suggesting a new comparison index for a more conscious choice of the admissible seismic risk: the additional cost for saving a human life. Studies concerning the cost-profit analysis on the basis of the stated concepts for buildings located in seismic areas with even distribution of the epicentres are presented.

D. VASILIU : Rapid determination of workability and W/C ratio in concrete

A rapid method of checking the concrete quality, immediatly after processing. The method consists in simultaneous determination, on the same sample, of concrete workability and W/C ratio. The devices used are simple and strong. The time of a determination is 15—20 minutes. For calculation, abacuses are used, thus reducing this operation to a subtraction. Concrete quality checking is performed by comparing the effective values with the limit values of the workability and W/C ratio. The same devices can also be used to measure the agregates'humidity, to evaluate the entrapped air. to determine the tendency of water segregation, as well as to establish the optimal mix composition by a direct method.

D. PRECUPANU : Pre-stressed metallic beams in the elastic range

The paper demonstrates a simple method for dimensioning metal beams of any shape of cross-section, that are pre-stressed by means of high-resisting tie rods. Starting from the remark that the tie rod area may be replaced in calculation with an equivalent area from the beam material, an equivalent not pre-stressed cross section is attained, which is capable of the same moment of flexure as the prestressed section. Thus, the calculation of pre-stressed metallic elements by means of high-resisting tie rods amounts to the well-known calculation of the beams on which bending stresses are applied, by using the equivalent section.

D. MANASIAN : Electric installations of the Bucharest „Intercontinental" Hotel

The general and local lighting system, the hotel-type automatic telephone exchange with its respective equipment, the telex, pneumatic-tube mail and fire-alarm plants, as well as the system for signalling the room condition, ensuring an operative survey of the room situation and of the chambermaids presence at work, are described.

RÉSUMÉS

G. GRANDORI : Quelques considérations sur la sécurité des constructions et sur le risque sismique acceptable

L'article représente le texte d'une conférence présentée à Bucarest au mois de mars 1973. On présente quelques considérations sur lesquelles on peut baser le choix d'un risque sismique acceptable, conception qui est nécessaire pour établir sur des bases scientifiques des valeurs de calcul pour les sollicitations sismiques.

On prête une attention toute spéciale au problème des coûts et des bénéfices non-monétaires en suggérant un indice nouveau de comparaison pour le choix plus conscient du risque sismique acceptable : le coût additionnel pour une vie sauvée. On présente ensuite les recherches concenant l'analyse coût-bénéfice pour les constructions situées en des zones sismiques à distribution uniforme des épicentres, en se basant sur les conceptions exposées plus haut.

D. VASILIU : Détermination rapide de l'ouvrabilité et du rapport e/c du béton

Il s'agit d'une méthode rapide de contrôle de la qualité du béton à l'instant de la préparation. La méthode consiste en la détermination simultanée, sur la même éprouvette, de l'ouvrabilité et du rapport e/c. Les dispositifs employés sont simples et robustes. La durée d'une détermination s'éttend entre 15 et 20 minutes. Le calcul employe des abaques qui réduisent toute opération à une soustraction. Le contrôle de la qualité du béton est réalisé en comparant les valeurs effectives aux valeurs limite de l'ouvrabilité et du rapport e/c. Les même dispositifs peuvent aussi servir a mesurer l'humidité des granulats, à déterminer l'air inclus, à évaluer la tendance de ségrégation de l'eau, ainsi qu'à établir par une méthode directe la composition optimale de béton.

D. PRECUPANU : Poutres métalliques prétensionnées dans le domaine élastique

L'article présente une méthode simple pour dimensionner les poutres métalliques de n'importe quelle forme de la section transversale, prétensionnées au moyen des tirants de haute résistance. Partant de l'observation que l'aire du tirant peut être remplacée dans le calcul par une aire équivalente du matériau de la poutre, on arrive à une section équivalente, non-prétensionée, capable du même moment de flexion que la section prétensionnée. De cette manière, le calcul des éléments métalliques prétensionnés au moyen des tirants de haute résistance se réduit au calcul bien connu des poutres sollicitées à la flexion plane, en utilisant la section équivalente.

D. MANASIAN : Les installations électroniques de l'Hôtel „Intercontinental " de Bucarest

On décrit les installations d'éclairage général et local, le central téléphonique automatique de type hôtel, avec l'équipement respectif, les installations de télex, de poste pneumatique, d'alarime d'incendie, ainsi que l'installation pour signaler l'état des chambres, qui assure une tenue à jour opérative de la situation des chambres et de la présence des femmes de chambre à leur poste de travail.

ZUSAMMENFASSUNGEN

C. GRANDORI : Einige Betrachtungen über die Sicherheit der Bauwerke und über das annehmbare seismische Risiko

Der Beitrag stellt den Inhalt einer im Monat März 1973 in Bukarest abgehaltenen Konferenz dar. Es wird auf einige Gesichtspunkte hingewiesen, worauf sich die Wahl eines annehmbaren seismischen Risikos stützen kann, ein Konzept welches bei der Festlegung auf wissenschaftlicher Grundlage von Berechnungswerten für die seismischen Beanspruchungen nötig ist.

Eine besondere Aufmerksamkeit wird den Kosten und denjenigen Vorteilen beigemessen, welche nicht in Geld ausgedrückt werden können, wobei eine neue Vergleichskennzahl für die bewusstere Wahl des annehmbaren seismischen Risikos vorgeschlagen wird : die zusätzlichen Kosten für ein gerettetes Menschenleben Desgleichen werden die Forschungsarbeiten besprochen, welche sich auf die Kosten — Nutzen — Analyse für die in seismischen Gebieten mit einer gleichmässigen Verteilung der Epizentren errichteten Bauten, auf Grund der vorgezeigten Konzepten, beziehen.

D. VASILIU : Die Schnellbestimmung der Geschmeidigkeit und des Wasser/Zement-Verhältnisses im Beton

Es wird ein Schnellverfahren zur Kontrolle der Betonqualität, sofort nach dessen Aufbereitung, dargelegt. Das Verfahren besteht in der gleichzeitigen Bestimmung, auf derselben Betonprobe, der Geschmeidigkeit und des Wasser-Zement-Verhältnisses. Die verwendeten Vorrichtungen sind einfach und widerstandsfähig. Die Bestimmungsdauer beträgt 15—20 Minuten. Für die Berechnug werden Rechenbretter verwendet, wodurch sich diese auf die Durchführung einer einfachen Subtraktion beschränkt. Die Uberprüfung der Betonqualität erfolgt durch den Vergleich der Effektivwerte mit den Grenzwerten der Geschmeidigkeit und des W/Z—Verhältnisses.

Die gleichen Vorrichtungen können auch zur Bestimmung des Feuchtigkeitsgehaltes der Zuschlagstoffe, zur Bestimmung der aus dem Beton ausgeschlossenen Luft, zur Bestimmung der Wasserabscheidungsneigung als auch zur Bestimmung über eine unmittelbare Methode der günstigsten Zusammensetzung des Betons dienen.

D. PRECUPANU : Im elastischen Bereich vorgespannte Stahlträger

Im Beitrag wird auf eine einfache Methode zur Bemessung der Stahlträger mit beliebiger Form des Querschnittes hingewiesen, wobei diese mit Zugstangen hoher Festigkeit vorgespannt wurden. Ausgehend von der Beobachtung, dass im Rechnungsgang der Flächeninhalt der Zugstange durch einen gleichwertigen Flächeninhalt aus dem Trägermaterial, ersetzt werden kann, erhält man einen gleichwertigen, nichtvorgespannten Querschnitt, welcher dasselbe Biegemoment wie der vorgespannte Querschnitt übernhemen kann. Auf diese Weise wird die Berechnung der vorgespannten Stahlbauteile mit Hilfe der Zugstangen hoher Festigkeit, unter Anwendung des gleichwertigen Querschnittes, auf die bekannte Berechnung der auf ebene Biegung belasteten Träger zurückgeführt.

D. MANASIAN : Die elektrischen Anlagen des Hotels ,,Intercontinental" Bukarest

Es werden die allgemeinen und örtlichen Beleuchtungsanlagen, die automatische Telefonzentrale des Hoteltyps samt der dazugehörigen Apparatur, die Fernschreibanlage die Luftpostanlage, die Feuerwarnanlage als auch die Anlage zur Meldung des Zustandes der Zimmer beschrieben, welche ein rasches und leichtes Erkennen des Zimmerbestandes und der Anwesenheit bei der Arbeit der Zimmermädchen gestattet.

СОДЕРЖАНИЕ

Г. ГРАНДОРИ: Некоторые соображения в связи со стабильностью сооружений и с допустимым сейсмическим риском

Работа воспроизводит текст доклада, изложенного по случаю конференции имевшей место в Бухаресте в марте месяце 1973 года.

В этом докладе приведены некоторые соображения, на которых может быть основан выбор допустимого сейсмического риска, концепт необходимый для определения на научной основе расчетных значений сейсмических воздействий.

Уделяется особое внимание вопросу стоимостей и неденежных прибылей, подсказывая новый показатель сопоставления для более сознательного выбора допустимого сейсмического риска: добавочная стоимость за спасенную жизнь.

Далее приведены исследования в связи с анализом стоимости прибыли для зданий и сооружений, расположенных в сейсмических районах с равномерно распределенными эпицентрами, на основании изложенных концепций.

Д. ВАСИЛИУ: Быстрое определение удобоукладываемости и водоцементного отношения в бетоне

Представлен быстрый способ проверки качества бетона, сейчасже после его приготовления. Способ заключается в одновременном определении — на том-же бетонном образце — удобоукладываемости и водоцементного отношения бетона.

Применяемые устройства простой и прочной конструкции. Продолжительность одного определения — 15—20 минут.

Для расчета применяются абаки (графики), сводящие эту операцию к вычитанию. Проверка качества бетона достигается сравнением реальных значений с предельными значениями, удобоукладываемости и водоцементного отношения.

Одни и те-же устройства могут быть использованы одновременно для измерения влажности заполнителей, для определения воздуха заключенного в бетоне, для определения тенденции отделения воды, а также для определения непосредственным методом оптимального состава бетона.

Д. ПРЕКУПАНУ: Металлические преднапряженные балки в упругой области

Работа описывает простой метод расчета металлических балок произвольной формы поперечного сечения, предварительно напряженных с помощью высокопрочных затяжек. Исходя из того замечания, что площадь затяжки может быть заменена в расчете эквивалентной площадью из материала балки, получается эквивалентное сечение, преднапряженное, способное воспринимать такой-же изгибающий момент как и напряженное сечение. Таким образом, применяя эквивалентное сечение, расчет металлических преднапряженных элементов с помощью высокопрочных затяжек сводится к хорошо известному расчету балок работающих на плоское изгибание.

Д. МАНАСИАН: Электропроводки в гостинице ,,Интерконтинентал" в г. Бухарест

Описаны электропроводки для общего и местного освещения, автоматическая телефонная станция с принадлежащей аппаратурой, телетайп, пневматическая почта, пожарно-предупредительные установки, а также установки для сигнализации состояния гостиничных номеров, обеспечивающие оперативный учет состояния этих комнат и присутствия на работе обслуживающего персонала.

CZ 699.841

CÎTEVA CONSIDERAŢII ASUPRA SIGURANŢEI CONSTRUCŢIILOR ŞI ASUPRA RISCULUI SEISMIC ACCEPTABIL

Prof. **GIUSEPPE GRANDORI***
Politehnica din Milano

1. INTRODUCERE

În prezent este unanim recunoscut că conceptul „*riscului acceptat de prăbuşire*" este cheia unei fundamentări raţionale a problemei siguranţei construcţiilor. Aplicarea explicită şi sistematică a acestui concept în elaborarea normelor de siguranţă întîmpină totuşi serioase dificultăţi.

Dificultăţile obiective derivă din faptul că un calcul al probabilităţii de prăbuşire pretinde folosirea unor modele matematice în general deosebit de complexe, dar şi mai mult din faptul că, pentru cîteva din variabilele aleatorii implicate, nu există informaţii statistice suficient de bogate. Survin de asemenea, dificultăţi psihologice, deoarece alegerea unui risc acceptabil conduce în mod necesar la luarea unei decizii în probleme extrem de delicate, ca aceea a numărului acceptabil de victime.

Îmi propun aici discutarea cîtorva din dificultăţile la care m-am referit şi ilustrarea încercărilor ce se fac pentru depăşirea lor. Este utilă în acest scop o schematizare a problemei prin divizare în trei părţi :

1) ***problema tehnică***, adică problema evaluării probabilităţii de prăbuşire a unei construcţii, problemă ce depinde în mod esenţial de severitatea normelor de proiectare adoptate ;

2) ***problema economică***, ce cuprinde evaluarea costurilor directe şi indirecte, fie în faza de construcţie, fie în cazul prăbuşirii, costuri ce depind, de asemenea, de severitatea normelor ;

3) ***problema intangibilelor*** denumire sub care se grupează toate costurile şi beneficiile nemonetare, precum numărul aşteptat de victime sau nivelul de calitate a existenţei individului sau colectivităţii.

Problema tehnică şi cea economică pot prezenta, în general caracteristici foarte diferite după tipul de construcţie considerat. De aici rezultă că însăşi metodele de abordare pot diferi în mod substanţial de la caz la caz.

Mă voi limita, pentru aceste probleme, să prezint în continuare un model ce poate fi propus în cazul particular al construcţiilor din zone seismice.

Problema intangibilelor prezintă însă cîteva aspecte de ordin general asupra cărora merită să ne referim pe scurt.

2. PROBLEMA INTANGIBILELOR

Nivelurile riscului, astăzi acceptate în domeniul construcţiilor ca şi în multe alte domenii, nu se bazează pe o analiză explicită a costurilor şi a beneficiilor. Cu toate acestea, se simte imperios cerinţa de a raţionaliza alegerea riscului acceptabil.

Aceasta nu înseamnă că se tinde spre reducerea întregii probleme la o pură chestiune de calcul : trebuie alese valori de bază ale ponderilor ce se atribuie anumitor factori (morali, sociali, psihologici) ce scapă oricărei fundamentări strict tehnice. Raţionalizarea înseamnă numai izolarea şi clarificarea factorilor de mai sus, astfel încît alegerea valorilor de bază să poată fi făcută în mod cît mai conştient.

Încercările de raţionalizare făcute pînă acum constau esenţial în propunerea unor indici de evaluare cantitativă a principalelor costuri şi beneficii nemonetare.

În ceea ce priveşte costurile, elementul de departe cel mai important este riscul pentru vieţile umane, reprezentat cantitativ de numărul mediu anual de victime pe care o anumită activitate sau condiţie umană îl comportă (eventual raportat la alte mărimi, după cum vom vedea în continuare). Cîţiva autori consideră că acest număr ar fi semnificativ pentru gravitatea riscului, independent de distribuţia evenimentelor în spațiu și timp. Este o ipoteză ce simplifică problema, dar asupra căreia alți autori nu sînt de acord. La același număr mediu anual de victime, observă aceștia din urmă, o catastrofă localizată și instantanee e mai gravă decît o serie de incidente disparate în spațiu și timp.

---

* Directorul Centrului Internaţional de Inginerie Seismică (ICEE)—Milano; vicepreşedinte al Asociaţiei Internaţionale de Inginerie Seismică; secretar al Asociaţiei Europene de Inginerie Seismică.

Dacă se acceptă a doua teză, rezultă în mod firesc necesitatea propunerii unor ponderi pentru diversele distribuții ale accidentelor. Trebuie observat, pe de altă parte, că, oricum, nu se poate evita atribuirea unor ponderi diverse riscurilor ce comportă totuși același număr mediu anual de victime. Un risc se prezintă, de exemplu, destul de diferit dacă e distribuit asupra unui mare număr de persoane sau dacă e concentrat asupra unui număr mic de persoane, așa încît riscul individual devine deosebit de ridicat.

Dar, chiar pentru același risc individual, în afară de numărul mediu anual de victime, există diferențe mari în nivelurile de acceptabilitate, asupra cărora colectivitatea s-a pronunțat deja prin propriul său comportament și care nu se pot neglija. Este clasică, de exemplu, diferența între riscurile voluntare și involuntare : pare confirmat faptul că fiecare din noi este departe de a permite să fie supus riscurilor unei acțiuni inițiate de alții, acțiune pe care el însuși ar executa-o liniștit.

Ca indice valoric de bază pentru măsurarea unui risc (la care trebuie apoi să fie aplicat, după cum s-a spus, o pondere corespunzătoare) se consideră de obicei raportul :

$$P = \frac{\textbf{numărul de victime}}{\textbf{persoane} \times \textbf{ore de expunere}}$$

Starr a evaluat indicele P, de exemplu, pentru transporturile auto și aeriene. El a constatat astfel că nivelul riscului acceptat pentru aceste activități variază în timp, dar tinde să se stabilizeze (în fig. 1 este dată variația lui P în decursul timpului pentru vehiculele motorizate particulare în SUA).

Este interesant de observat că pentru transporturi, fie auto, fie aeriene, nivelul riscului acceptat se stabilizează la valoarea P corespunzătoare riscului mediu de mortalitate datorită cauzelor naturale. Un autor a observat că analizele cantitative de acest tip, referitoare la riscurile bine cunoscute și pe care colectivitatea le-a acceptat, pot constitui o referință pentru judecarea acceptabilității riscurilor în privința cărora colectivitatea nu și-a asumat încă în mod clar o comportare conștientă, ceea ce se întîmplă atunci cînd riscul conex unei activități este dificil de evaluat pe cale intuitivă, sau cînd este vorba de o activitate nouă.

În ceea ce privește beneficiile nemonetare, legate de nivelul de trai, s-a propus (de către Starr și alți autori) măsurarea beneficiului pe care colectivitatea îl capătă sau îl așteaptă de la o activitate, în raport cu cheltuiala anuală totală pe care colectivitatea o alocă activității respective. În acest mod, un beneficiu nemonetar se exprimă în termeni monetari, bazîndu-se pe o judecată (ce se consideră fundamentată) exprimată operativ de către colectivitate. Conform acestui mod de abordare, s-a propus următorul indice pentru compararea riscurilor din punct de vedere al problemei intangibilelor :

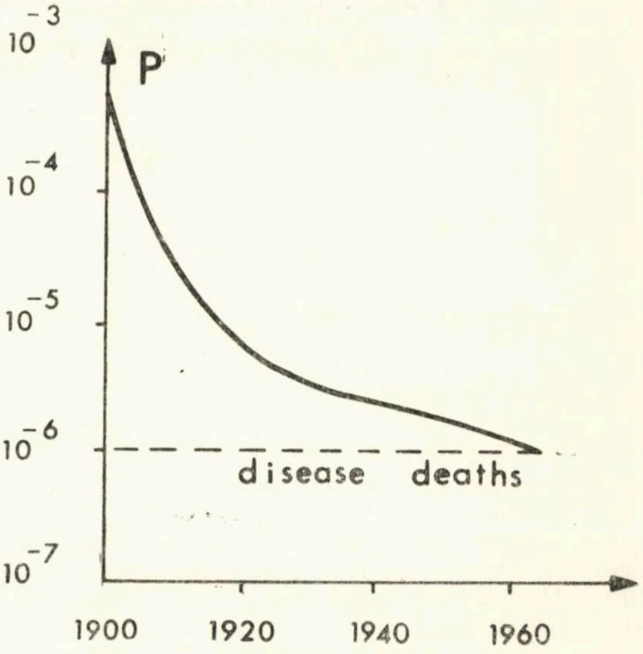


Fig. 1. — Variația indicelui P în decursul timpului pentru vehiculele motorizate particulare în SUA

$$Q = \frac{\textbf{cheltuială totală anuală}}{\textbf{număr mediu anual de victime}}$$

În baza cîtorva statistici referitoare la SUA s-a observat că, pentru activitățile de producție industrială, valoarea medie a lui Q este 50×10^6 dolari/victimă, cu un minim de 5×10^6 pentru industria extractivă de minereuri și un maxim de 200×10^6 pentru industria automobilistică. Pentru activitatea de simplă călătorie cu automobilul valoarea lui Q este 1×10^6 dolari/victimă.

O încercare de aplicare a considerațiilor expuse mai sus la o problemă concretă a fost făcută de Wiggins, care a propus pentru orașul Long Beach un criteriu de alegere a riscului seismic acceptabil, bazîndu-se pe indicele P. Criteriul propus de Wiggins poate fi expus schematic după cum urmează :

1) Se calculează indicele P pentru cîteva din riscurile cele mai obișnuite și mai bine cunoscute ce se pot considera acceptate de către colectivitate în mod conștient.

2) Se calculează indicele P pentru riscul seismic, în funcţie de coeficientul seismic de bază, presupus că reprezintă severitatea normelor.

3) Se constituie un consiliu de înţelepţi, aleşi din sînul colectivităţii, avînd sarcina de a atribui ponderi corespunzătoare diverselor riscuri şi de a alege apoi, pentru comparaţie, valoarea acceptabilă a indicelui P pentru riscul seismic.

4) O dată fixată valoarea lui P, se deduce din corelaţia cu valoarea P aflată la punctul 2, coeficientul seismic de bază.

În legătură cu criteriul lui Wiggins se poate observa în primul rînd, că judecăţile de acceptabilitate exprimate operativ de colectivitate în privinţa riscurilor deja cunoscute, pot să nu fie scutite de critici, uneori chiar substanţiale.

Trebuie deci multă precauţie în folosirea lor ca judecăţi de referinţă. Dar se poate crede, într-adevăr, că consiliul înţelepţilor ar şti să interpreteze în mod corespunzător aceste judecăţi.

O critică mai dificil de înlăturat e următoarea: criteriul lui Wiggins nu ţine cont de aspectele economice ale problemei. Şi e totuşi firesc să credem că, dacă costul de prevenire e foarte scăzut, ar fi rezonabil să se reducă riscul la minim, şi invers, dacă costul de prevenire este extrem de mare, există tendinţa de a considera acceptabil un risc mai ridicat. Este adevărat că e foarte dificil de a găsi modul de a judeca dacă ar fi rezonabil să se cheltuiască o anumită sumă de bani pentru a salva o viaţă omenească, dar aceasta este în realitate problema de fond pentru soluţionarea căreia trebuie să căutăm criterii cel puţin orientative.

S-a propus, de asemenea, să se folosească, pentru compararea între diverse riscuri, indicele Q, în care aspectul economic e prezent. Dar este evidentă obiecţiunea că în indicele Q aspectul economic intră numai ca măsură a beneficiilor aşteptate, în timp ce şi de aici lipseşte considerarea costului de prevenire. Se repune deci aceeaşi problemă.

O indicaţie utilă poate fi pusă în lumină analizînd mai bine afirmaţia că judecăţile de acceptabilitate exprimate de colectivitate pentru cîteva riscuri bine cunoscute pot constitui o bază pentru comparaţiile noastre. Să admitem totuşi că, pentru o activitate dată, s-ar fi obţinut un echilibru satisfăcător între costuri şi beneficii. Din punct de vedere al riscului acceptat, aceasta are o semnificaţie precisă : structura tehnologică a activităţii considerată este astfel concepută încît o ulterioară diminuare a riscului ar comporta un cost pe care comunitatea l-ar considera excesiv.

Aceasta nu conduce în mod necesar la o comparare directă între o viaţă umană şi o sumă de bani ; numai că judecata colectivităţii va trebui interpretată în modul următor : costul adiţional necesar pentru a salva o viaţă umană în plus, în activitatea specifică considerată, este mai mare decît costul adiţional analog referitor la alte activităţi ; este deci mai convenabil (în sensul că se salvează astfel un număr mai mare de vieţi omeneşti) să se folosească resursele colectivităţii pentru diminuarea riscului altor activităţi.

Observaţiile expuse acum sugerează deci un nou indice de comparaţie ce ar putea permite colectivităţii să facă alegerea mai conştientă : *costul adiţional pentru o viaţă salvată*. Vom încerca să calculăm astfel de indici pentru cazul particular al riscului seismic, în care se poate imagina în primă aproximaţie că atît costul, cît şi numărul de vieţi salvate depind de un singur parametru : coeficientul seismic de bază ce caracterizează severitatea normelor.

3. ANALIZA COST-BENEFICIU PENTRU CONSTRUCŢII AMPLASATE ÎN ZONE SEISMICE

Pentru a fundamenta o analiză cost-beneficiu în domeniul ingineriei antiseismice, este necesar să facem o estimare cantitativă a trei elemente esenţiale :

1) Costul adiţional al construcţiei, care, pentru un anumit amplasament şi pentru un anumit tip de construcţie, depinde de severitatea normelor adoptate în unitatea de proiectare.

2) Valoarea monetară directă şi indirectă a pagubelor ce ar rezulta din cutremure viitoare.

3) Numărul aşteptat de victime datorită prăbuşirii.

În ceea ce priveşte costul adiţional al construcţiei, nu se găsesc în literatură rezultate ale unor cercetări sistematice. În general, se estimează că costul adiţional poate varia între 2% şi 6% din costul total al construcţiei.

Asupra valorii monetare a pagubelor, informaţiile sînt vagi şi contradictorii. Într-o informare dată de Departamentul de Comerţ al SUA, costul pagubelor se arată că ar fi fost în California, în perioada 1933—1967, egal cu un dolar/locuitor/an. Lucrarea „Earthquake Engineering Research" (Cercetări de inginerie antiseismică) evaluează acelaşi cost, pentru următorii 30 ani, în aceeaşi zonă, la 10 dolari/locuitor/an.

Este vorba de date globale ce cuprind zone de seismicitate diferită cu toate clădirile existente, inclusiv cele construite înaintea intrării în vigoare a normelor antiseismice. Aceste date nu sînt deci utilizabile pentru analiza costului adiţional pentru o viaţă salvată, pentru un anumit tip de clădire şi pentru un amplasament de seismicitate dată, în funcţie de coeficientul seismic de bază.

În cîteva lucrări recente, publicate de D. Benedetti şi de mine, este prezentat un model de calcul pentru evaluarea costului adiţional sus-menţionat. Modelul poate fi descris pe scurt în modul următor :

a) *Seismicitatea amplasamentului.* Seismicitatea amplasamentului în care se preconizează să se execute construcţia a fost definită prin intermediul a patru ipoteze:

1) Amplasamentul face parte dintr-o zonă omogenă din punct de vedere seismic, cu o distribuţie uniformă a epicentrelor, în care activitatea seismică ar fi reprezentată de o corelaţie între magnitudinea M şi perioada de revenire T. S-a considerat ca exemplu corelaţia între M şi T indicată cu SC în fig. 2, care este valabilă pentru California de Sud şi se referă la o suprafaţă de 1000 km². Despre linia întreruptă notată cu $EUR-19$ vom discuta ulterior.

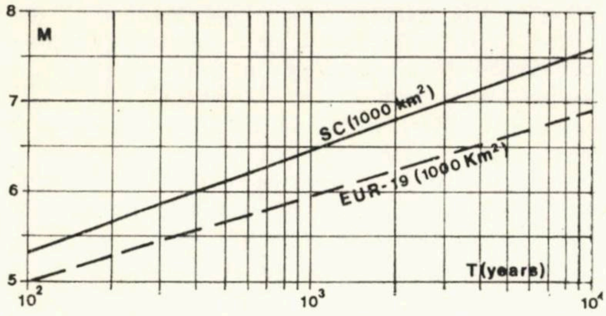


Fig. 2. — Corelaţia între magnitudinea M şi perioada de revenire T.

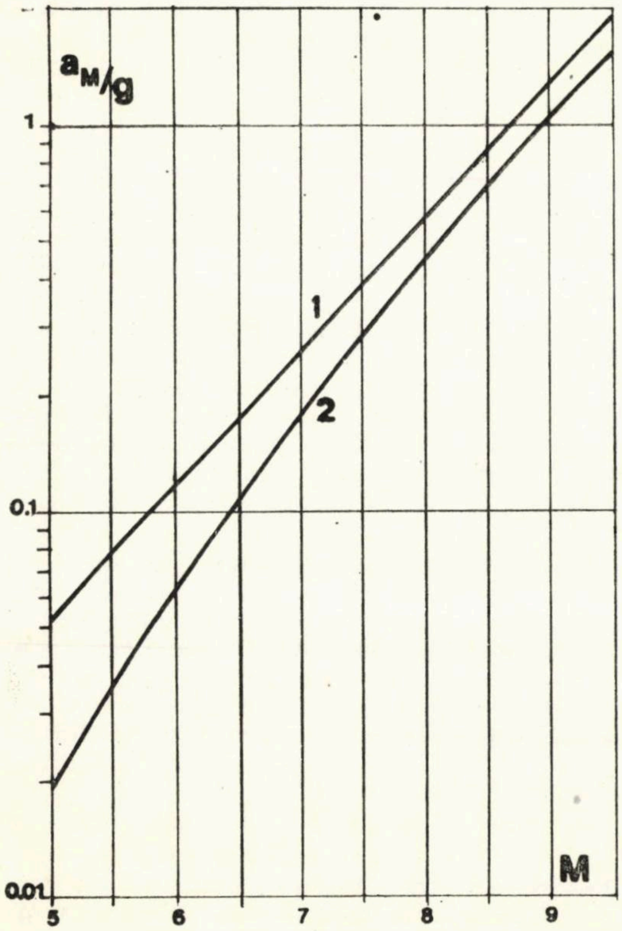


Fig. 3. — Două legi de corelaţie între acceleraţia maximă în zona epicentrală a şi magnitudinea M, pentru California de Sud.

2) Se presupune că acceleraţia maximă a terenului în zona epicentrală, a_M, depinde de M după o lege cunoscută. Tot cu titlu de exemplu, au fost considerate două corelaţii între a_M şi M, deduse din literatură pentru California de Sud şi notate în fig. 3 cu $SC-1$ şi $SC-2$. În fişia delimitată de cele două curbe ar trebui localizată corelaţia reală, dacă aceasta există.

3) Fie a_M acceleraţia maximă a terenului pe amplasamentul considerat, dacă distanţa epicentrală este mai mică decît R; şi nulă dacă distanţa epicentrală e mai mare decît R. Distanţa R este definită astfel:

$$R_{(\text{mile})} = 10 + 2\,(M - 4)$$

neconsiderînd valori ale magnitudinii mai mici de 4. În baza ipotezelor introduse pînă acum se deduc corelaţiile între a_M şi T, indicate în fig. 4, ce dau o măsură a activităţii seismice a amplasamentului examinat.

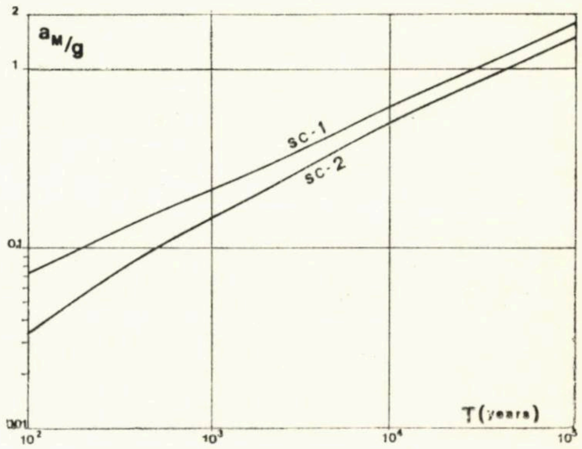


Fig. 4. — Corelaţiile între acceleraţia maximă a_M şi perioada de revenire T, pentru California se Sud

4) Toate cutremurele înregistrate pe amplasament au spectre de răspuns asemănătoare între ele. Forma unor astfel de spectre de răspuns e definită de un spectru de răspuns normalizat, prezentat în fig. 5 şi avînd $a_M = 0{,}1\ g$.

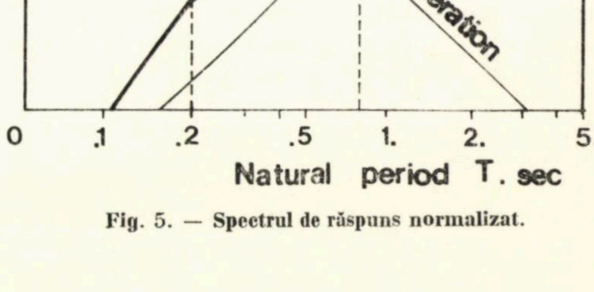


Fig. 5. — Spectrul de răspuns normalizat.

b) *Costul adițional de construcție și valoarea pagubelor.* A fost considerat un singur tip de construcție : o clădire de locuit cu structură portantă în cadre de beton armat și cu pereți de rigidizare. Schema clădirii cu 10 niveluri este prezentată în fig. 6.

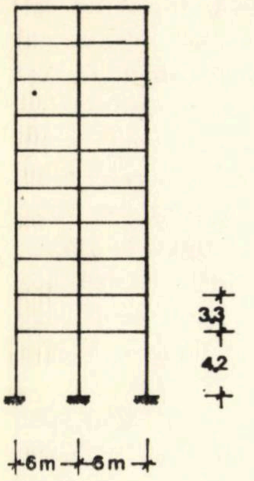


Fig. 6. – Schema clădirii cu 10 niveluri

Structura portantă a clădirii a fost dimensionată pentru diferite valori ale coeficientului seismic de bază, urmărind, pentru distribuția forțelor și pentru celelalte detalii de proiectare, prescripțiile prevăzute în noile norme antiseismice italiene apărute recent. O dată dimensionată structura, a fost posibil să se evalueze accelerația de prăbușire și deci, pe baza seismicității amplasamentului, probabilitatea de prăbușire (vezi fig. 7). Probabilitatea de prăbușire rezultă evident ca o funcție de coefcientul seismic de bază, *C*, luat la dimensionare.

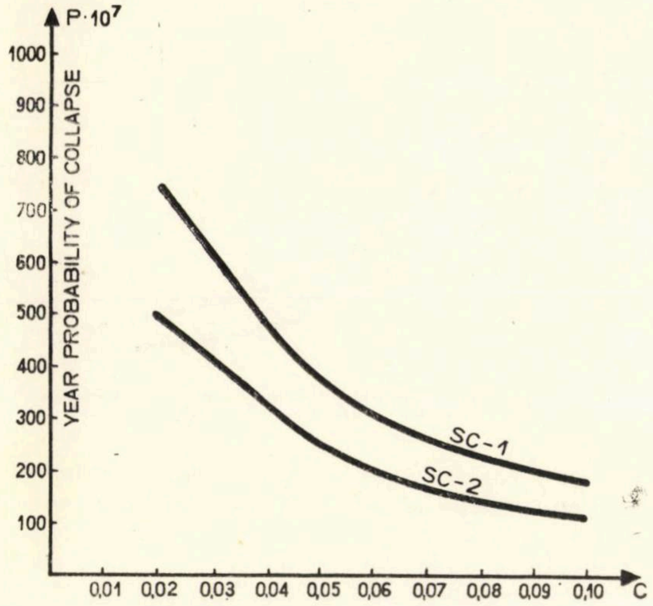


Fig. 7. — Probabilitatea de prăbușire în funcție de coeficientul seismic de bază.

Costul adițional al construcției, corespunzător cazului forțelor orizontale nule, este reprezentat de curba *a* din figura 8. Ordonatele curbei *a* au fost apoi micșorate cu costul corespunzător lui $C = 0{,}01$, care a fost considerat echivalent cu costul verificării la acțiunea vîntului. S-a obținut astfel curba *b*.

Aceeași curbă *b* este prezentată în figura 9 în dolari/an/locuitor. Celelalte două curbe din aceeași figură au fost obținute adăugînd valoarea pagubelor, în cazul celor două ipoteze inițiale referitor la corelația între a_M și M. Valoarea pagubelor a fost estimată în modul următor :

Pentru fiecare valoare a lui *C* era cunoscută accelerația de prăbușire. Se presupune de ase-

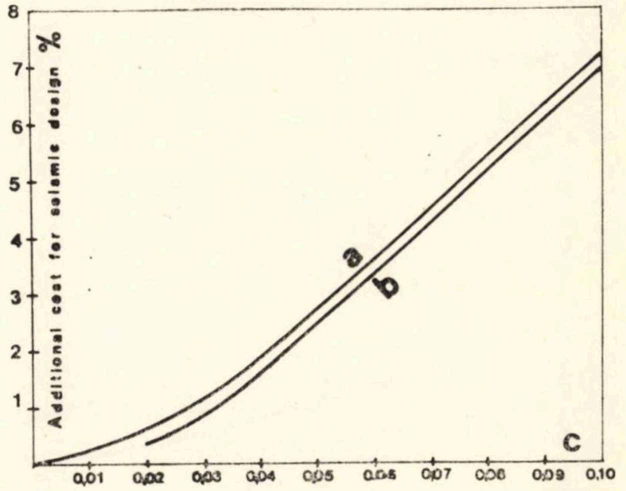


Fig. 8. — Costul adițional al construcției în funcție de coeficientul seismic de bază.

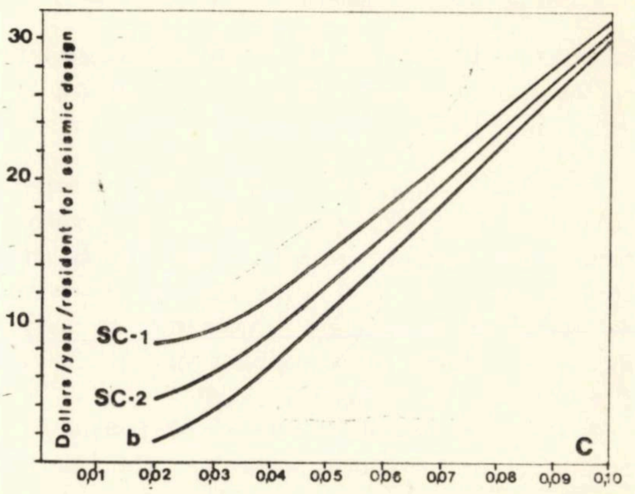


Fig. 9. — Costul adițional al construcției exprimat în dolari/an/locuitor în funcție de coeficientul seismic de bază.

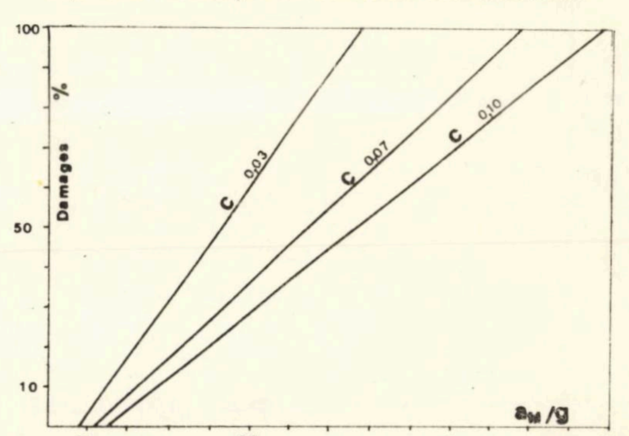


Fig. 10. — Valoarea procentuală a pagubelor în funcție de raportul a_M/g.

menea, că pagubele încep să se manifeste cînd $a_M/g = 0{,}05 + C$ şi depind liniar de a_M, atingînd 100% cînd a_M este egal cu acceleraţia de prăbuşire (fig. 10). În sfîrşit, pagubele au fost majorate cu 50% pentru a ţine cont în mod aproximativ de costurile indirecte. Costul total al pagubelor este reprezentat în figura 11 :

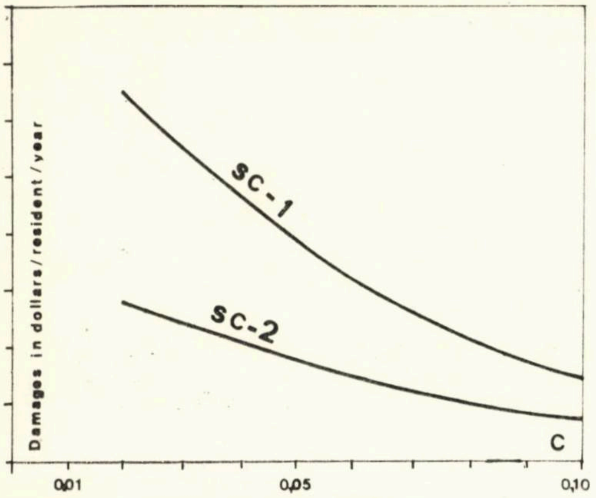


Fig. 11. — Costul pagubelor în dolari/an/locuitor.

rezultatele acestui calcul nu sînt în dezacord cu evaluările globale găsite în literatură şi citate mai sus.

c) *Costul adiţional pentru o viaţă salvată.* Înainte de toate, a fost dedus, din statisticile cutremurelor italiene, procentul de cutremure în care şocul principal este precedat de şocuri de avertizare (preşocuri) cu mult mai slabe. Procentul menţionat variază cu a_M şi este prezentat în fig. 12.

A fost deci introdusă ipoteza că pentru cutremurele ce provoacă prăbuşirea fără anunţare, numărul de victime ar fi egal cu cel al locuitorilor, în timp ce pentru cutremurele cu preşocuri slabe se presupune că nu se înregistrează victime. Numărul mediu anual de victime dedus din aceste ipoteze este reprezentat în fig. 13, tot în funcţie de coeficientul C, luat la proiectare, şi pentru cele două ipoteze diferite referitoare la corelaţia între a_M şi M.

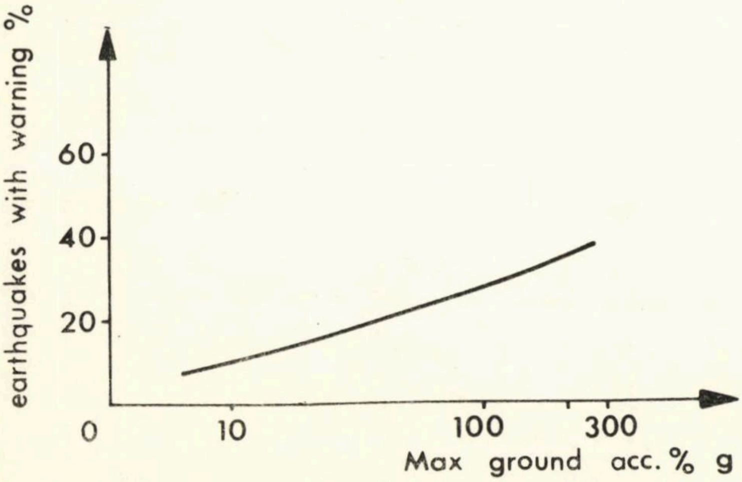


Fig. 12. — Procentul de cutremure în care şocul principal este precedat de şocuri de avertizare, în funcţie de acceleraţia maximă a terenului.

Din elementele de cost şi din cele referitoare la numărul de victime a fost posibil, în final, să se obţină curba $\Delta D/\Delta L$ din fig. 14. Raportul creşterilor $\Delta D/\Delta L$ reprezintă costul adiţional necesar pentru salvarea unei vieţi omeneşti şi depinde, evident, de valoarea C considerată în calcul.

Liniile întrerupte sînt obţinute în mod identic cu cele continue, neglijînd însă valoarea pagubelor.

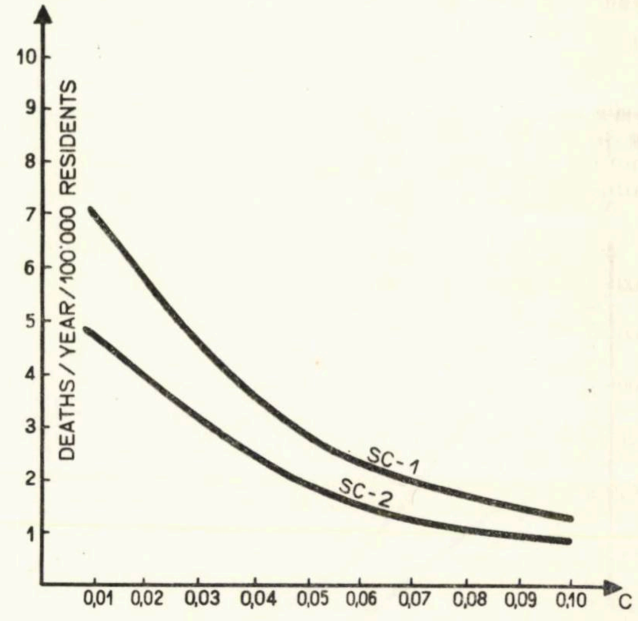


Fig. 13. — Numărul mediu anual de victime (la 10 000 de locuitori) în funcţie de coeficientul seismic de bază adoptat

Curbele din stînga sus, în figura 14, au fost obţinute în acelaşi mod, plecînd însă de la corelaţia între M şi T caracteristică pentru zona 19 europeană, în care este cuprinsă Italia centrală (linia întreruptă în figura 2). Aceste ultime rezultate servesc numai pentru a arăta sensibilitatea indicelui în raport cu tipul de corelaţie $M-T$, dar nu se pot referi în nici un caz la condiţiile efective din Italia centrală, pentru care nu sînt cunoscute nici corelaţia între a_M şi M, nici spectrul mediu de răspuns.

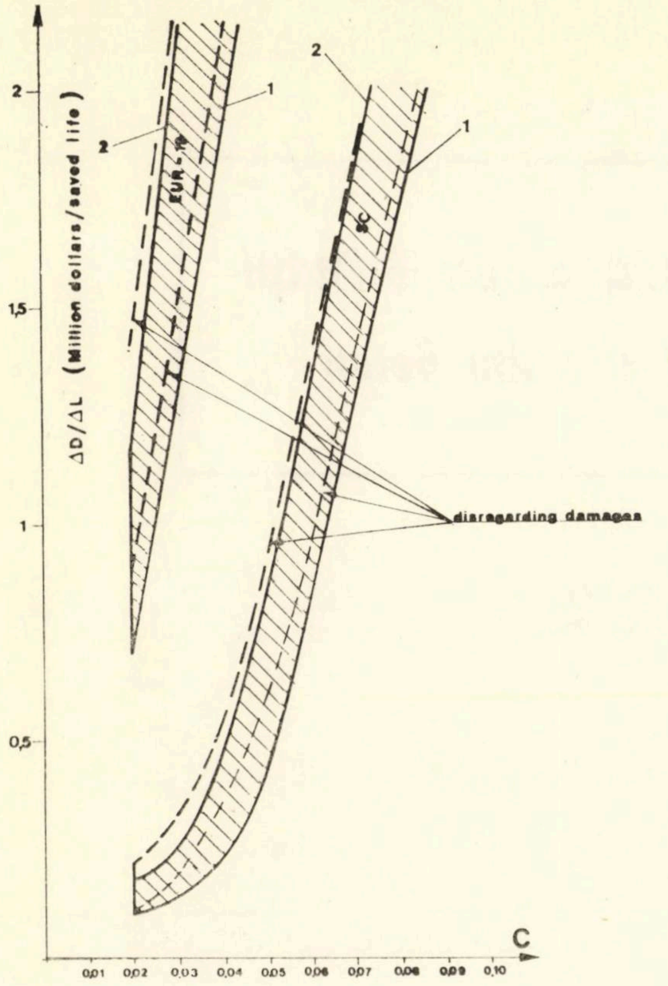


Fig. 14. — Costul adițional necesar pentru salvarea unei vieți omenești în plus, în funcție de coeficientul seismic de bază

4. CONCLUZII

Va mai fi necesară încă multă muncă înainte ca aspectele cantitative ale acestei cercetări să poată fi considerate semnificative din orice punct de vedere. Se pare, totuși, că se pot face în momentul de față unele comentarii nu lipsite de interes.

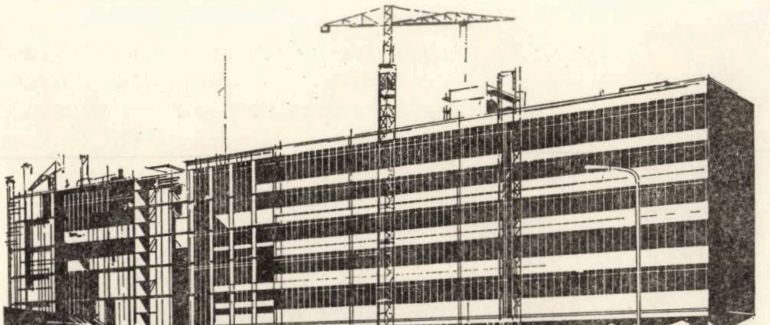
1) Dacă corelația între a_M și M este cunoscută cu incertitudinea reprezentată de diferitele curbe din fig. 3, dispersia rezultatelor finale nu este mare.

2) Valoarea pagubelor are o mică influență asupra rezultatelor finale, așa încît pare permisă neglijarea ei sau luarea în calcul cu ajutorul unor scheme simplificate.

3) Corelația între M și T are o mare influență asupra rezultatelor finale. Aceasta ar putea permite o diferențiere mai bună între diverse zone seismice, în ceea ce privește severitatea normelor de proiectare.

4) Problema alegerii riscului seismic acceptabil este desigur încă departe de o soluționare satisfăcătoare. Cu toate acestea, se poate spera că indicele $\Delta D/\Delta L$ ar putea fi de oarecare ajutor, împreună cu alți indici ce au fost propuși sau ce vor putea fi propuși în viitor, în operarea unor alegeri mereu mai conștiente, tinzînd adică să echilibreze eforturile colectivității în domeniul prevenirii riscurilor.

Este foarte adevărat că, admițînd chiar probabilitatea ajungerii la un echilibru satisfăcător între diverse riscuri, va rămîne mereu problema de a alege suma totală a resurselor ce trebuie atribuite prevenirii tuturor riscurilor. Și aici, comparația cu beneficiile ce se pot obține pe altă cale din aceleași sume de bani va deveni elementul decisiv. Dar aceasta este poate o problemă pentru nepoții noștrii, admițînd că între timp condițiile de trai ale omenirii pe planeta noastră nu ar fi în așa fel schimbate, încît problema siguranței să fie pusă în moduri cu totul diferite și imprevizibile astăzi.



CZ 666.972.17

Determinarea rapidă a lucrabilităţii şi a raportului a/c din beton

Dr. ing. **DAN VASILIU**
INCERC—Timişoara

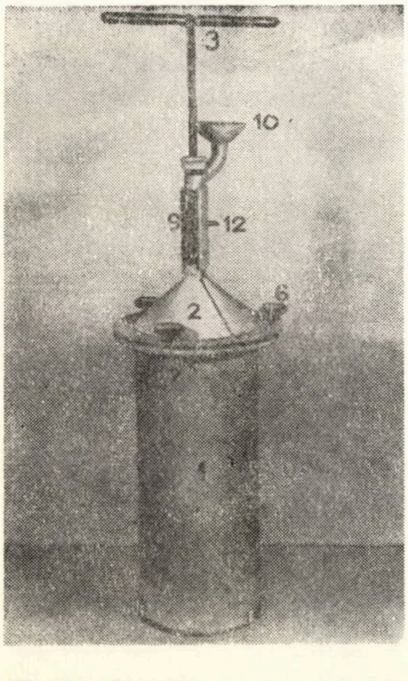


Fig. 1 – Dispozitiv pentru controlul volumetric (DCV). Vedere de ansamblu

1. INTRODUCERE

Procedeul de control al calităţii betonului prezentat în cadrul acestui articol permite determinarea concomitentă, cu aceleaşi dispozitive şi *pe aceeaşi probă de beton*, a lucrabilităţii şi a raportului *a/c*. Dispozitivele folosite, prezentate în capitolul 3, sînt simple şi robuste, iar durata unei determinări este de 8...10 minute. Calitatea betonului poate fi stabilită astfel, atît sub aspect reologic (prin testul de lucrabilitate), cît şi din punctul de vedere al betonului întărit (pe baza raportului *a/c*).

Testul de lucrabilitate (care constituie un procedeu original) măsoară capacitatea de îndesare a betonului atunci cînd se acţionează asupra sa cu o energie constantă de compactare. Mărimea obţinută va fi denumită „*lucrabilitate standard*" (LS). Determinarea raportului *a/c* se bazează pe legătura dintre această mărime şi densitatea specifică aparentă a betonului proaspăt.

Legătura dintre rezistenţele mecanice ale betonului (în special rezistenţa la compresiune) şi raportul *a/c* este cunoscută. Determinarea, pe această bază, a calităţii betonului [3], [4], [6], [9] (în condiţii egale de calitate a cimentului) a dat rezultate satisfăcătoare numai în laborator, adică numai acolo unde raportul *a/c* a putut fi stabilit cu o precizie convenabilă. Aplicarea în practică a acestei relaţii a prezentat însă abateri mai mari, datorită dificultăţilor determinării exacte a raportului

a/c în condițiile reale de lucru pe șantiere și a fost practic abandonată. Dacă determinarea raportului a/c efectiv din betonul analizat se face cu suficientă exactitate, se poate stabili pe această bază rezistența la compresiune a betonului.

Raportul a/c poate fi considerat drept factorul principal care determină implicit proprietățile betonului, numai dacă acesta are lucrabilitatea necesară, aferentă mijlocului de compactare folosit. De aceea, determinarea acestor două mărimi devine o condiție obligatorie. Realizarea optimă a acestei condiții are loc în cazul în care cele două determinări se efectuează concomitent și pe același beton.

Introducerea acestui procedeu prezintă următoarele avantaje :

— permite modificarea operativă a compoziției betonului pentru realizarea raportului a/c prescris și a unei lucrabilități corespunzătoare ;

— se evită punerea în operă a unor betoane necorespunzătoare ;

— se poate renunța la o parte din încercările mecanice la 7 sau la 28 zile ;

— constituie un mijloc obiectiv de control la stație, în mijloacele de transport sau la șantiere, al calității betonului

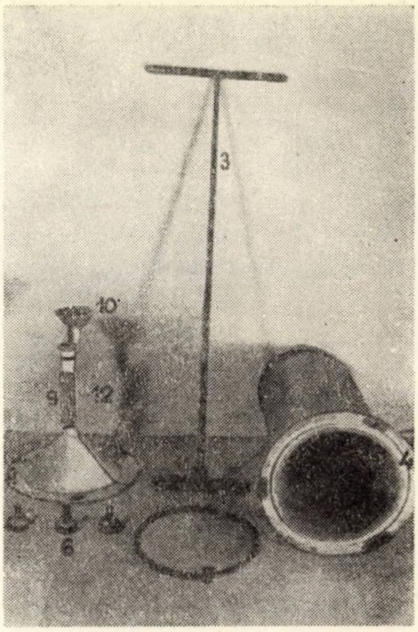


Fig. 2 – Părțile componente ale DCV

2. NOTAȚII

A — masa apei din beton, în kg
a/c — raportul apă/ciment
B — masa betonului, în kg
C — masa cimentului, în kg
E — greutatea apei care umple DCV pînă la reperul trasat pe ferestrele 9 (figurile 1 și 2)
γ_b — densitatea aparentă a unei probe de beton compactată standard, în kg/dm^3
G — greutatea probei de beton supusă determinării raportului a/c și lucrabilității standard, în kg
G' — greutatea agregatelor la determinarea densității specifice aparente, în kg
G_a — masa agregatelor, în kg
m — raportul, în greutate, dintre masa agregatelor și masa cimentului
n — numărul rezultatelor experimentale
p — volumul de aer (goluri, pori etc.) din betonul proaspăt
P — greutatea DCV plin cu G kg beton amestecat cu apă (pentru ca $p = 0$) și umplut cu apă pînă la reper
P_a — greutatea DCV cu G kg beton compactat standard și umplut cu apă pînă la reper
P_g — greutatea DCV cu G' agregate uscate și umplut cu apă pînă la reper
ρ_a — densitatea specifică a apei
ρ_b — densitatea specifică aparentă a betonului proaspăt ($p=0$)
ρ_c — densitatea specifică aparentă a cimentului
ρ_g — densitatea specifică aparentă a agregatelor
ρ_t — densitatea teoretică a betonului
R_{28} — marca betonului, în daN/cm^2
R_c — marca cimentului, în daN/cm^2
T — greutatea DCV gol, în kg
V — volumul probei de beton, de G kg, din care aerul s-a eliminat complet ($p=0$)
V_b — volumul de beton de masă B
V_c — volumul cimentului de masă C
V_g — volumul agregatelor de masă G

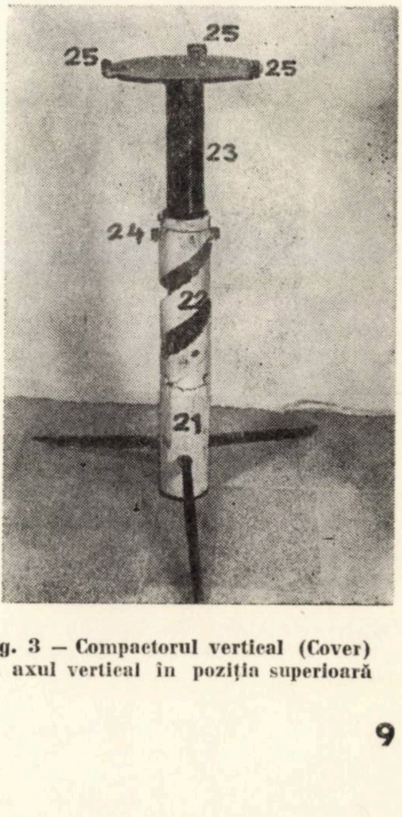


Fig. 3 – Compactorul vertical (Cover) cu axul vertical în poziția superioară

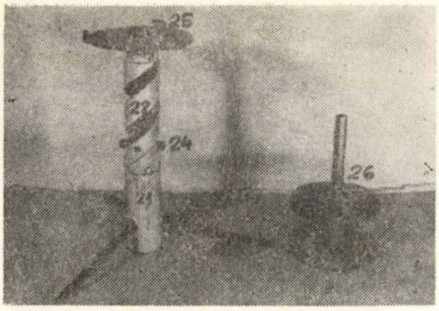


Fig. 4 – Cover cu axul vertical în poziţia inferioară şi maiul cu discuri (MD)

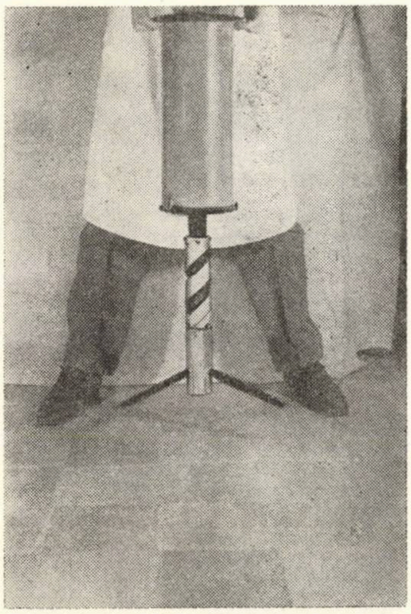


Fig. 5 – Compactarea betonului cu Cover şi MD. Partea inferioară a Cover-ului coboară, descriind o mişcare elicoidală

3. PREZENTAREA DISPOZITIVELOR FOLOSITE

3.1 Dispozitivul pentru controlul volumetric (DCV), prezentat în figurile 1 şi 2, este alcătuit pe principiul picnometrului şi permite determinarea volumului unei probe de beton, pregătită într-un anumit fel, cu o precizie de 0,05 %. Părţile componente ale DCV sînt : corpul cilindric *1*, capacul *2* şi sistemul de amestecare *3*.

Corpul cilindric *1* este închis la partea inferioară. Diametrul fundului este cu 8 mm mai mare decît diametrul exterior al corpului cilindric.

Această proeminenţă, tăiată în trei zone, serveşte la fixarea, în baionetă, a corpului cilindric de placa superioară a compactorului vertical (punctul 3.2). La partea superioară, *1* este prevăzut cu flanşa *4*, care are un canal pentru garnitura de cauciuc *5* şi trei găuri filetate pentru şuruburile de fixare *6*, lîngă care se găsesc şuruburile limitatoare *7*.

Capacul *2* are la partea inferioară flanşa *8*. La partea superioară sînt tăiate ferestrele *9* în care sînt fixate (prin lipire cu răşini epoxidice) două plăcuţe de sticlă care au la mijlocul lor un reper pentru nivelul apei din DCV. Apa se introduce prin pîlnia *10*. Surplusul se evacuează prin tubul *12*.

Sistemul de amestecare *3* (figura 2) este alcătuit dintr-o tijă de oţel rotund, care are fixat la un capăt o elice, iar la celălalt capăt un mîner, cu ajutorul căruia se imprimă o mişcare de rotaţie. Tija este ghidată la partea superioară a capacului şi în apropiere de flanşa *8*. În timpul determinării LS sau *a/c*, *3* este fixat în poziţia superioară prin rezemarea plăcuţei *11* de ghidajul inferior.

3.2 Compactorul vertical (Cover) (figurile 3 şi 4) reprezintă un dispozitiv original, care realizează îndesarea betonului din corpul cilindric (fixat de Cover) prin aplicarea unor şocuri care se succed cu o mare viteză. Efectul acestei compactări este similar cu cel al unei vibrări cu 1000 vibraţii/secundă şi cu o amplitudine de 4,0 mm. Dispozitivul este alcătuit dintr-un şasiu *21*, prevăzut cu două table elicoidale *22* şi axul vertical *23*. Tablele *22* au la partea lor superioară 17 trepte cu înălţimea de 4,0 mm. Partea inferioară a acestora este netedă. Prin axul vertical *23* trece bolţul *24*, care este prevăzut cu bucşe de oţel la cele două capete. Compactarea se realizează prin căderea piesei *24* pe treptele tablelor *22* şi transmiterea acestor şocuri, prin intermediul *23*, la betonul din *1*. Axul vertical are la partea superioară o placă de reazem prevăzută cu ghearele *25*, care se fixează în baionetă de proeminenţele fundului piesei *1*.

Pentru realizarea unei compactări uniforme, peste betonul din corpul cilindric se aşază maiul *26* (fig. 4). Acesta este alcătuit din două discuri de oţel fixate pe o tijă cilindrică, al cărei capăt (care iese afară din corpul cilindric în timpul compactării) este gradat în mm.

În comparaţie cu alte dispozitive de compactare, Cover-ul prezintă următoarele avantaje :

— asigură o compactare identică tuturor probelor de beton supuse determinării ;

— efectul compactării produse este asemănător cu cel al unei vibrări ;

— este simplu, robust şi ieftin ;

— are o greutate mică, sub 5 kg ;

— nu necesită condiţii speciale pentru punerea în funcţiune (branşament la reţeaua electrică etc.).

3.3 Cîntarele folosite la determinarea greutăţii betonului supus determinării trebuie să asigure o precizie de ±5 g la sarcina maximă (de 20 kg) Este indicată folosirea cîntarului cu cadran tip MB—H—06/01, cu sarcina maximă de 20 kg, fabricat de „Balanţa"—Sibiu.

4. MODUL DE LUCRU

Determinarea lucrabilității standard (LS) și a raportului a/c cuprinde fazele indicate la punctele *a*...*e* de mai jos. Cifrele arabe, care indică părțile componente ale dispozitivelor folosite, se referă la figurile 1...4.

a. Se umple corpul cilindric *1* cu 10 kg beton, în două straturi de grosime egală, lăsînd materialul să cadă ușor de la înălțimea flanșei 4, fără a-l compacta. După fiecare strat se nivelează suprafața betonului cu vîrful mistriei. Cîntărirea se face direct în *1*, așezat pe cîntar.

b. Se așază *1* pe placa de reazem a Cover-ului și se răsucește pentru a se fixa în baionetă de ghearele *25*. Se ridică ansamblul astfel format din *1* și *23*, ceea ce face ca șasiul să descrie o mișcare elicoidală (fig. 5), coborînd pînă ce bolțul *24* ajunge la partea superioară a pieselor *22*. Din această poziție (fig. 6), bolțul *24* este lăsat să cadă liber pe treptele pieselor *22*, transmițînd aceste șocuri foarte rapide betonului din *1*. Această operație se repetă de 7 ori. La prima compactare, fața superioară a betonului este liberă. La următoarele 6 compactări se introduce maiul *26* în corpul cilindric. Compactarea realizată în acest mod va fi denumită *„compactare standard"*.

c. Se desface *1* din *25* prin răsucire, se scoate maiul *26*, se montează capacul *2* cu amestecătorul *3* fixat în poziția superioară și se umple cu apă prin pîlnia *10*, pînă cînd nivelul acesteia ajunge la dunga orizontală trasată pe plăcuțele de sticlă din *9*. Surplusul de apă se evacuează prin *12*. Se cîntărește și se obține valoarea P_a.

d. Se fixează *1* de *25* prin răsucire, se coboară *3* și se începe amestecarea, care cuprinde cîte două faze în fiecare ciclu : prima, de introducere (înșurubare) a elicei în beton, efectuată în 10 rotații, iar a doua de scoatere a elicei din beton, în 5 rotații *efectuate tot în sensul de înșurubare*, concomitent cu ridicarea amestecătorului *3*. O determinare cuprinde 6 cicluri de amestecare. În această fază, Cover-ul folosește ca suport pentru DCV, două din reazemele acestuia fiind fixate de picioarele operatorului (fig. 7). După terminarea amestecării se desface DCV din *25*. Se completează apa pînă la reperul de pe plăcuțele *9*, se cîntărește și se obține valoarea P.

e. Se calcuează valorile N și N_a cu relațiile (5.9)și (5.9′), în care $(E + T)$ reprezintă constanta DCV folosit. Din abaca corespunzătoare se obțin valorile γ_b, ρ_b și a/c. Lucrabilitatea standard se calculează cu relația (6.4) sau (6.5) (pentru betoane cu antrenori de aer).

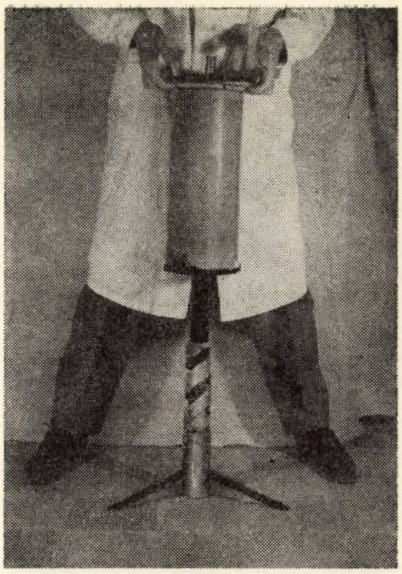


Fig. 6 – Compactarea betonului cu Cover și MD. Din această poziție, bolțul 24 (vezi fig. 3, 4) cade liber pe treptele pieselor elicoidale 22

5. DETERMINAREA RAPORTULUI *a/c* DIN BETON

5.1 Procedeul se bazează pe legătura care există între raportul a/c și densitatea specifică aparentă a betonului proaspăt. Considerînd că aerul a fost eliminat în întregime din beton $(p=0)$, ρ_b va depinde de densitățile specifice aparente ale materialelor componente : ρ_g (agregate), ρ_c (ciment), ρ_a (apă) și de participarea procentuală a acestora.

Procedeul propus poate fi aplicat la controlul calității unui beton a cărui compoziție și materiale componente sînt cunoscute. Acesta este de altfel, cazul obișnuit în care se verifică (la stație, în mijlocul de transport sau la șantier) respectarea valorilor prescrise pentru raportul a/c. Densitățile specifice aparente ρ_g și ρ_c sînt mărimi constante pentru agregatele de o anumită proveniență și pentru cimenturi de o anumită calitate. Participarea procentuală a agregatelor și cimentului, exprimată prin coeficientul $m = G_a/C$ este o valoare cunoscută pentru fiecare marcă și tip de beton.

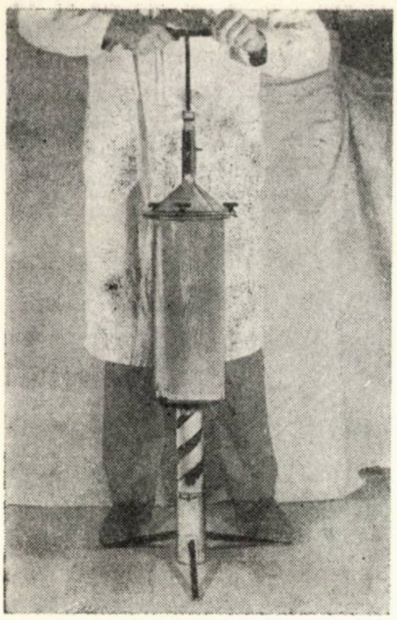


Fig. 7 – Poziția de lucru a DCV + Cover în timpul amestecării

5.2 Se exprimă compoziția betonului în unități de masă (5.1) și în volume (5.2)

$$B = G_a + C + A \tag{5.1}$$

$$V_b = V_g + V_c + V_a + p \tag{5.2}$$

Se înmulțește relația (5.1) cu $1/C$

$$\frac{B}{C} = m + 1 + \frac{A}{C} \tag{5.3}$$

în care : $m = G_a/C$.

Se exprimă în (5.2) volumele de material în funcție de raportul dintre masă și densitatea specifică aparentă :

$$\frac{B}{\rho_b} = \frac{G_a}{\rho_g} + \frac{C}{\rho_c} + \frac{A}{\rho_a} + p \tag{5.4}$$

Se înmulțește relația (5.4) cu $1/C$, se explicitează B/C și se elimină apoi B/C dintre această ecuație și (5.3). Se obține :

$$\frac{A}{C} = \frac{1}{\frac{\rho_b}{\rho_a} - 1}\left[\left(1 - \frac{\rho_b}{\rho_c}\right) + \left(1 - \frac{\rho_b}{\rho_g}\right)m - \frac{p}{C}\rho_b\right] \tag{5.5}$$

Punînd condiția ca aerul să fie eliminat din beton :

$$p = 0 \tag{5.6}$$

și considerînd $\rho_a = 1{,}0$ kg/litru, rezultă :

$$\frac{A}{C} = \frac{1}{\rho_b - 1}\left[1 + m - \frac{\rho_b}{\rho_c} - m\frac{\rho_b}{\rho_g}\right] \tag{5.7}$$

Așa cum s-a arătat la punctul 5.1 : m, ρ_g, ρ_c sînt cunoscute. Raportul a/c poate fi determinat cu (5.7) dacă se cunoaște ρ_b.

Determinarea ρ_b se realizează cu DCV. Volumul ocupat de proba de beton, din care s-a eliminat aerul prin amestecare cu apă (vezi punctul 4. d) va fi :

$$V = \frac{E}{\rho_a} - \frac{P - T - G}{\rho_a}$$

Considerînd $\rho_a = 1{,}0$ kg/litru rezultă :

$$V = E - P + T + G \tag{5.8}$$

în care E și T sînt constante caracteristice pentru DCV folosit. Notînd :

$$N = P - (E + T) \tag{5.9}$$

relația (5.8) se poate scrie :

$$V = G - N \tag{5.8'}$$

$$\rho_b = \frac{G}{V} = \frac{G}{G - N} \tag{5.10}$$

În mod asemănător, cu DCV se poate determina densitatea aparentă a unui beton supus unei „compactări standard". În acest caz apar volumul aparent al probei de beton compactată standard, precum și mărimile aferente P_a și N_a care înlocuiesc pe P și N din (5.9) și (5.10). Relațiile de calcul pentru N_a și ρ_b sînt :

$$N_a = P_a - (E + T) \qquad (5.9')$$

$$\gamma_b = \frac{G}{G - N_a} \qquad (5.10')$$

Calculul raportului a/c cu ajutorul relațiilor (5.7) și (5.10) este laborios pentru exigențele unei determinări rapide, care va fi efectuată de un personal cu o calificare mai redusă. Acest fapt constituie un dezavantaj, care ar putea să împiedice aplicarea pe scară largă a procedeului. De aceea, s-a căutat să se întocmească abace, care să simplifice calculul raportului a/c. Din (5.10) rezultă :

$$\frac{G}{N} = \frac{\rho_b}{\rho_b - 1} \qquad (5.11)$$

Relația (5.7) va fi scrisă sub o formă care să grupeze ρ_b într-un singur termen, astfel încît acesta să poată fi exprimat

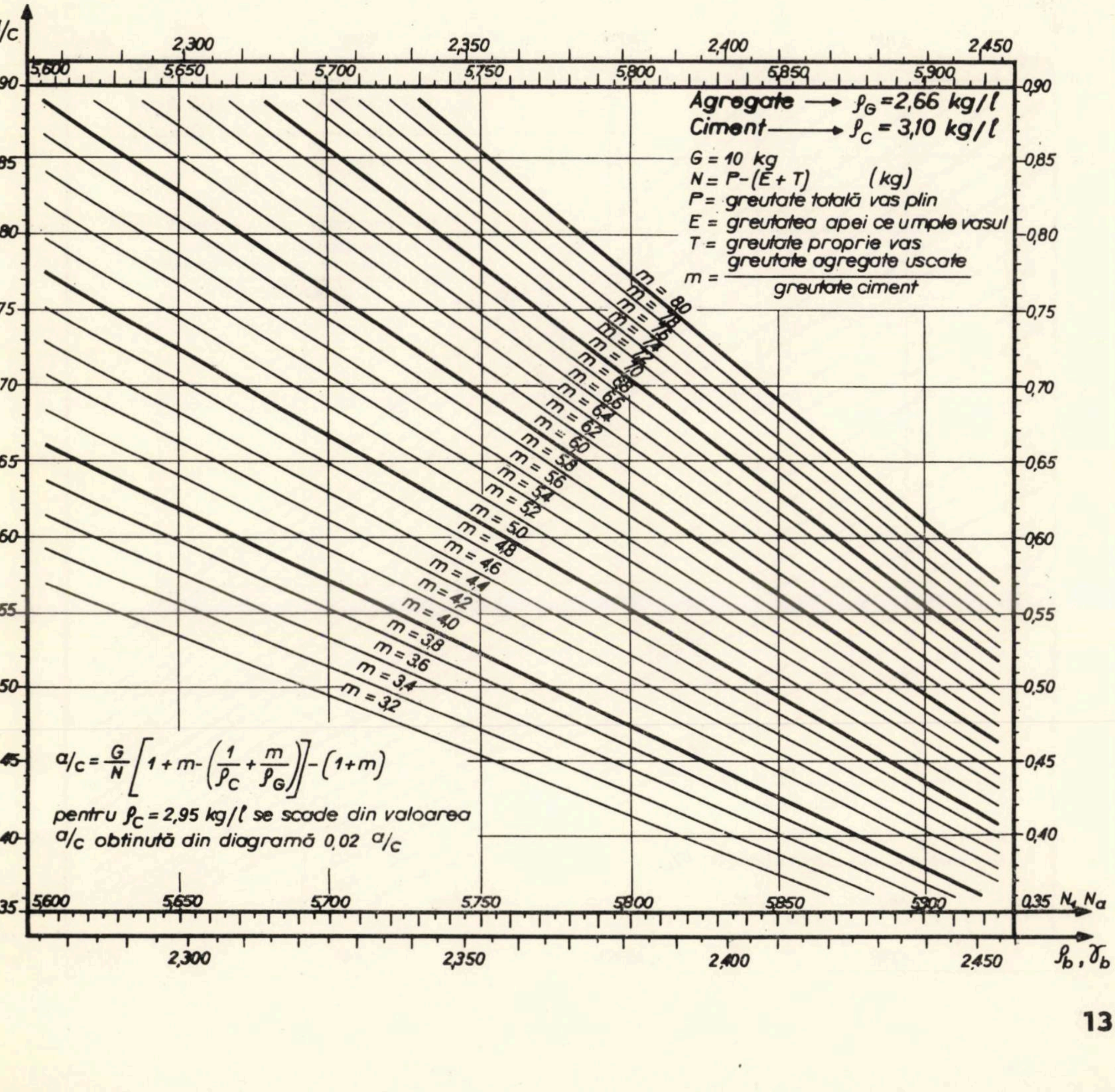


Fig. 8 – Abacă pentru calculul lucrabilității standard (LS) și a raportului a/c ($G = 10$ kg ; $\rho_c = 3{,}10$ kg/l ; $\rho_g = 2{,}63$ kg/l)

numai în funcţie de N şi G:

$$\frac{A}{C} = \frac{1+m}{\rho_b - 1} - \frac{\rho_b\left(\frac{1}{\rho_c}+\frac{m}{\rho_g}\right)}{\rho_b - 1} \qquad (5.7')$$

Se adună şi se scade din primul termen: $(1+m)\,\rho_b$, se grupează termenii şi se obţine:

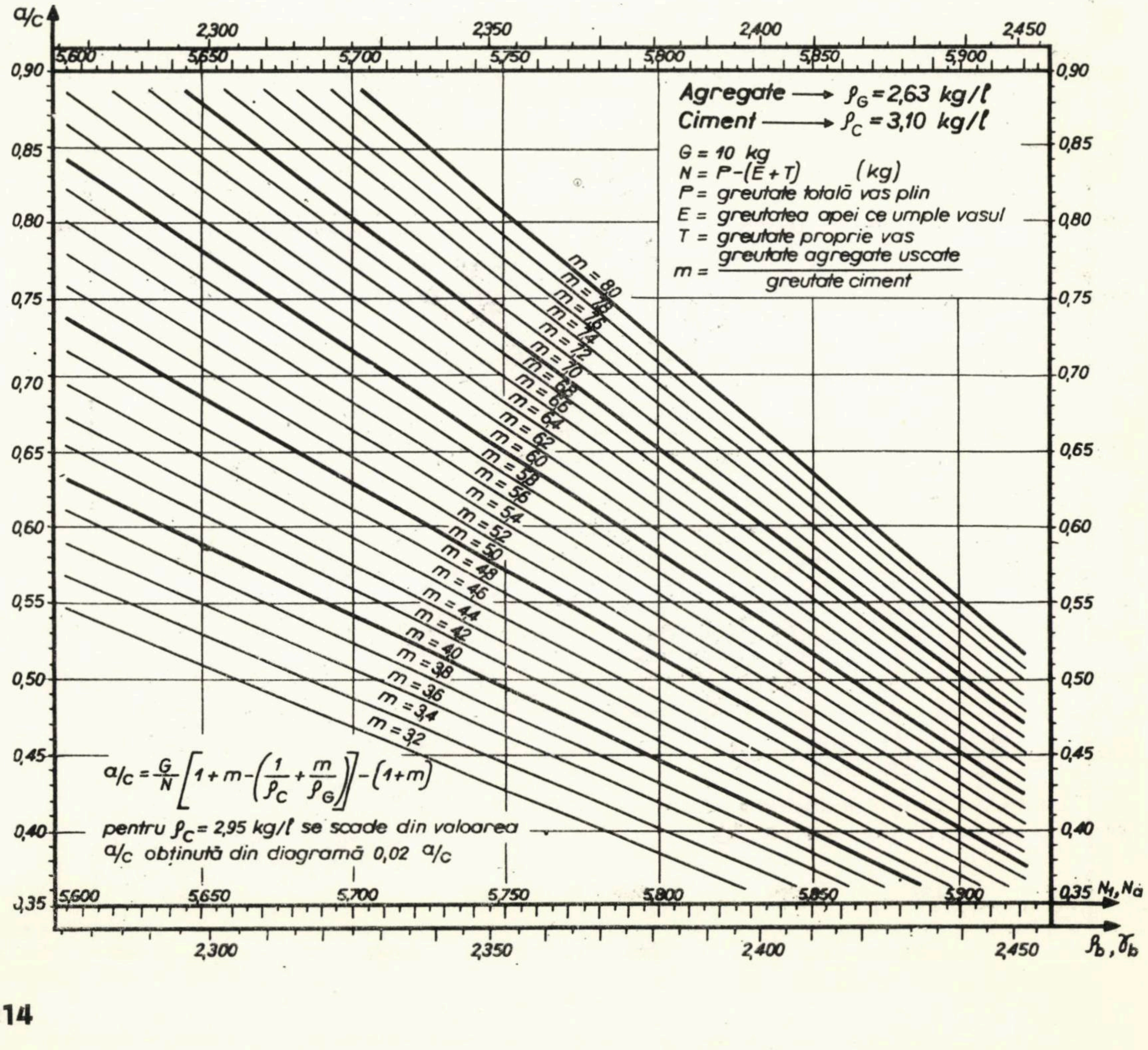
$$\frac{A}{C} = \frac{\rho_b}{\rho_b - 1}\left[1 + m\left(\frac{1}{\rho_c}+\frac{m}{\rho_g}\right)\right] - (1+m) \qquad (5.12)$$

Ţinînd seama de (5.11) rezultă:

$$\frac{A}{C} = \frac{G}{N}\left[1 + m - \left(\frac{1}{\rho_c}-\frac{m}{\rho_g}\right)\right] - (1+m) \qquad (5.13)$$

Dacă determinarea se efectuează de fiecare dată cu aceeaşi cantitate de beton, singura variabilă a relaţiei (5.13) este N, respectiv P. Calculele necesare determinării raportului a/c s-au redus astfel *la efectuarea unei diferenţe*, conform relaţiei (5.9) pentru stabilirea valorii N. Cu această valoare, din abaca cores-

Fig. 9 — Abacă pentru calculul LS şi al raportului a/c (G = 10 kg; ρ_c=3,10 kg/l; ρ_g = 2,66 kg/l)



punzătoare rezultă direct raportul a/c. Determinarea ρ_g se poate efectua tot cu DCV, folosind o relaţie de tipul

$$\rho_g = \frac{G'}{G' - N_g} \qquad (5.14)$$

în care :

$$N_g = P_g - (E + T) \qquad (5.15)$$

5.3 În figurile 8 şi 9 se prezintă două abace de calcul, întocmite pe baza relaţiei (5.13), pentru : $G = 10{,}0$ kg ; $\rho_c = 3{,}10$ kg/l, $\rho_g = 2{,}63$ kg/l (figura 8) şi $\rho_g = 2{,}66$ kg/l (fig. 9). La fiecare abacă, ρ_c şi ρ_g sînt constante, iar m este cuprins între valorile 3,2 şi 8,00.

Cu N calculat conform (5.9), în abscisă se duce o verticală pînă întîlneşte dreapta m aferentă, iar de acolo o orizontală, care intersectează ordonata la valoarea raportului a/b, care se citeşte direct.

Pentru cimenturile obişnuite (cu excepţia cimenturilor *M* şi *F*) se va lua $\rho_c = 3{,}1$ kg/l. Pentru cimenturile *M* şi *F* se va lua $\rho_c = 2{,}95$ kg/l. În cazurile în care se lucrează cu ciment *M* sau *F*, din valoarea raportului a/c determinată cu abacele din figurile 8 sau 9 se va scădea 0,02.

La o variaţie a ρ_g de $\pm 0{,}01$ kg/l corespunde o variaţie a raportului a/c de $\pm 0{,}02$ a/c. Cunoscînd acest lucru, se pot folosi un număr mai mic de abace, dacă se introduc corecţiile necesare. În cazul de faţă, cu cele două abace se poate acoperi în bune condiţii domeniul cuprins între $\rho_g = 2{,}62$ kg/l şi $\rho_g = 2{,}67$ kg/l.

6. DETERMINAREA LUCRABILITĂŢII STANDARD (LS) A BETONULUI

6.1 Asupra definiţiei lucrabilităţii betonului se va adopta în cele ce urmează următoarea formulare : *„Se înţelege prin lucrabilitate însuşirea betonului de a se compacta atunci cînd se acţionează asupra sa cu o anumită energie, aplicată într-un anumit mod, betonul menţinîndu-şi omogenitatea structurii sale pînă în momentul întăririi”* [10]. Un beton va fi, astfel, cu atît mai lucrabil cu cît va necesita un consum mai redus de energie pentru a atinge o anumită compactitate sau, punînd invers problema, dacă mai multe betoane sînt îndesate în acelaşi mod, betonul care va fi cel mai compact (deci va avea cel mai mic volum de aer) va fi cel mai lucrabil.

La acest procedeu, bazat pe principiul compactizării, cea de-a doua parte a definiţiei lucrabilităţii, privitoare la omogenitatea structurii, este implicit satisfăcută dacă betonul este lucrabil. Este evident că o compactitate ridicată nu poate fi realizată decît de un beton cu o structură omogenă, în care golurile pietrişului să fie umplute de mortar, iar golurile mortarului de către pasta de ciment. Un beton segregat va prezenta goluri de aer şi deci o compactitate redusă. Ca atare, nu va fi lucrabil.

6.2 Introducerea noţiunii de lucrabilitate standard (LS) permite o caracterizare mai bună a proprietăţilor rheologice ale betonului, printr-o mărime care are *un sens fizic clar* şi care poate fi aplicată pe întreg domeniul, de la betoanele foarte vîrtoase la cele foarte fluide. Procedeul propus se bazează pe acelaşi principiu al compactizării, ca şi procedeul Walz [11], STAS 1759—70 şi Glanville [12].

Volumul de aer dintr-un beton (goluri, pori etc.) este dat de relaţia :

$$v\% = \frac{\rho_t - \gamma_b}{\rho_t} \cdot 100 \qquad (6.1)$$

în care ρ_t poate fi calculată conform STAS 5479—67. Se observă însă că :

$$\rho_t = \rho_b \qquad (6.2)$$

dacă $p = 0$ (5.6). Relaţia (5.6) reprezintă condiţia de bază a determinării raportului a/c şi se realizează prin operaţiile prezentate la punctul 4.d. Ţinînd cont de (6.2), relaţia (6.1) se poate scrie :

$$v\,\% = \frac{\rho_b - \gamma_b}{\rho_b} \cdot 100 \qquad (6.3)$$

Valorile ρ_b şi$_b$ γ_{le} se obţin direct din abacele prezentate în figurile 8 şi 9, pe baza valorilor P, respectiv P_a, determinate experimental (vezi capitolul 4).

Pentru exprimarea LS, volumul de goluri din (6.3) se va scrie în litri/m³, adică :

$$\mathrm{LS} = \frac{\rho_b - \gamma_b}{\rho_b} \cdot 1000 \text{ (în litri/m}^3\text{)} \qquad (6.4)$$

Noţiunea de ,,*lucrabilitate standard*'' are astfel un suport intuitiv mai pregnant, exprimînd ,,*volumul de aer, în l/m³, cuprins într-un beton compactat standard*''. O valoare scăzută a LS indică un beton cu o bună lucrabilitate. Dacă LS este mare, betonul are o lucrabilitate redusă. O comparaţie între valorile LS şi cele ale tasării şi gradului de compactare (STAS 1759—70) este prezentată în capitolul 8.

6.3 În cazul folosirii antrenorilor de aer, LS se determină cu relaţia :

$$\mathrm{LS} = \frac{\rho_b - \gamma_b}{\rho_b} \cdot 1000 - v_0 \cdot 10 \qquad (6.5)$$

în care v_0 reprezintă volumul de aer oclus, în %, determinat conform STAS 5479—67.

7. VERIFICĂRI EXPERIMENTALE

7.1 Verificarea performanţelor procedeului de determinare rapidă a calităţii betonului s-a făcut pe baza unui număr de 183 operaţii de stabilire a LS şi a raportului a/c. Acestea s-au efectuat asupra unor betoane preparate cu agregate uscate, deci cu un raport a/c cunoscut, la care s-au determinat tasarea şi gradul de compactare.

Compoziţiile betoanelor sînt indicate în tabelul 1. S-au folosit agregate de rîu, corespunzătoare sub aspectul granulozităţii şi al impurităţilor, şi ciment P 400. Marca cimentului, pe mortare normale (STAS 227—68), a fost de 430 daN/cm².

Tabelul 1

Compoziţiile betoanelor studiate (kg/m³)

Denumirea		Compoziţia nr.							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Nisip 0/3		530	470	425	372	477	425	375	325
Nisip 3/7		477	477	477	477	360	360	360	360
Pietriş 7/15		477	477	477	477	570	570	570	570
Pietriş 15/30		477	477	477	477	570	570	570	570
Ciment P 400		250	300	350	400	250	300	350	400
a/c	minim	0,6	0,5	0,4	0,37	0,6	0,5	0,4	0,37
	maxim	0,9	0,8	0,7	0,6	0,9	0,8	0,7	0,6

Unul dintre elementele verificărilor experimentale l-a constituit aprecierea factorului subiectiv, introdus de modul de lucru al fiecărui operator. De aceea, 75 % dintre determinările efectuate s-au realizat cu personal din afara laboratorului (zidari, dulgheri etc.).

7.2. În figurile 10 şi 11 se prezintă rezultatele determinării LS în comparaţie cu tasarea şi gradul de compactare. Ca şi

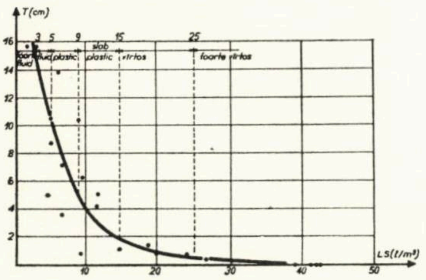


Fig. 10 – Variaţia LS în funcţie de tasarea trunchiului de con *(T)*

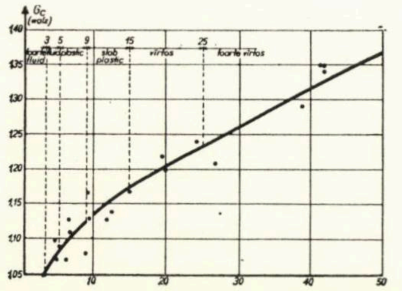


Fig. 11 – Variaţia LS faţă de compactare (G_c)

aceste determinări, LS poate clasifica betoanele în aceleaşi categorii (foarte vîrtos, vîrtos, slab plastic etc.) ca cele indicate de STAS 3622—1970.

Rezultatele determinării raportului a/c sînt prezentate în figura 12, prin diferenţa dintre raportul a/c determinat şi raportul a/c efectiv. Semnul + indică faptul că raportul a/c determinat este mai mare decît cel efectiv. Semnul — indică o valoare mai mică a raportului a/c determinat decît a celui efectiv. S-au precizat şi limitele de $\pm 5\,\%$ din totalul determinărilor.

Legătura dintre raportul a/c şi R_{28} poate fi urmărită în figura 13. S-a considerat o relaţie de tipul celei indicate de Bolomey [4], [9], de forma :

$$R_{28} = kR_c\left(\frac{C}{A} - 0{,}5\right) \qquad (7.1)$$

în care k este un coeficient de proporţionalitate, care ţine cont de felul agregatelor (de rîu sau concasate), modul de păstrare, vîrsta betonului etc. Încercările pentru determinarea mărcii betonului s-au efectuat conform STAS 1275—70.

Din (7.1) rezultă:

$$k = \frac{R_{28}}{R_c\left(\frac{C}{A} - 0{,}5\right)} \qquad (7.2)$$

Legătura dintre raportul a/c şi R_{28} poate fi urmărită în histograma din figura 13, în care s-a reprezentat variaţia k — a/c. Fiecare rezultat reprezintă media a 5 determinări. Se observă că valoarea medie a coeficientului de proporţionalitate k este de 0,43 (pentru betoane cu agregate de rîu, preparate şi încercate conform STAS 1275—70). Se menţionează că această valoare coincide cu cea din [9], determinată cu 6 ani în urmă în aceleaşi condiţii.

Acţiunea de urmărire a relaţiei dintre raportul a/c şi R_{28} va trebui continuată. Este indicat ca aceasta să se efectueze şi în alte centre decît la INCERC — filiala Timişoara, atît pentru a exclude influenţa unor factori subiectivi, cît şi pentru familiarizarea cu acest mod de lucru şi, implicit, pentru a cîştiga încredere în relaţia propusă.

Controlul calităţii betonului se face prin compararea valorilor efective ale raportului a/c şi LS cu cele prescrise. Acestea se stabilesc în funcţie de mijlocul de compactare folosit, alegînd pe această bază o anumită categorie de beton (vîrtos, slab plastic, plastic etc.), precum şi de marca prescrisă. Valorile aferente ale LS sînt date în figurile 10 şi 11. Se consideră drept ,,*betoane corespunzătare*'' acelea care îndeplinesc condiţiile :

$$\mathrm{LS}_{efectiv} \leqslant \mathrm{LS}_{prescris}$$

$$a/c_{efectiv} \leqslant a/c_{prescris}$$

Betoanele care nu îndeplinesc ambele condiţii se consideră ,,*necorespunzătoare*''. Prepararea şi punerea în operă a acestor betoane trebuie să fie evitate.

8. CONCLUZII

Cu ajutorul unor dispozitive simple şi robuste (DCV şi Cover) se poate realiza controlul calităţii betonului imediat după preparare, atît sub aspect rheologic (printr-un test de lucrabilitate), cît şi din punctul de vedere al rezistenţei la compresiune (pe baza raportului a/c). Ambele determinări se efectuează concomitent, *pe acelaşi beton*, în 8...10 minute. Pentru calcul se folosesc abace care reduc această operaţie la efectuarea unei scăderi. Verificarea calităţii betonului se face prin compa-

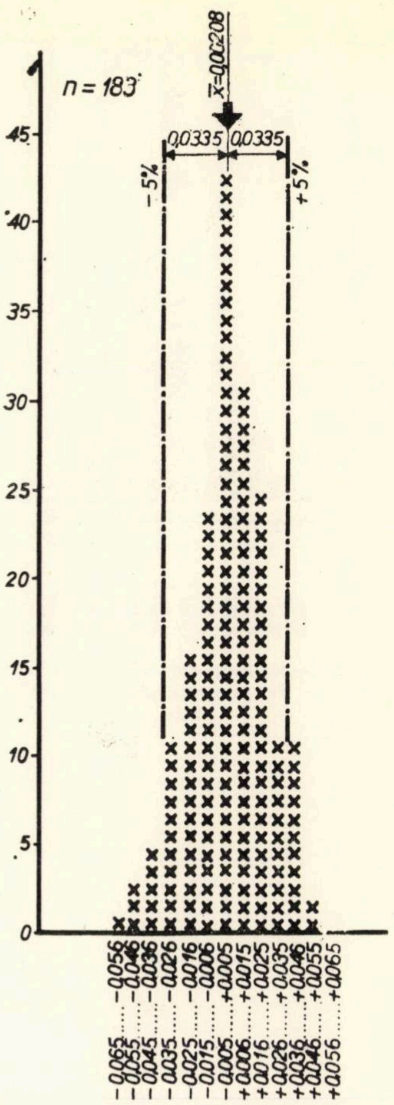


Fig. 12 — Histograma distribuţiei diferenţelor dintre raportul a/c determinat şi raportul a/c efectiv.

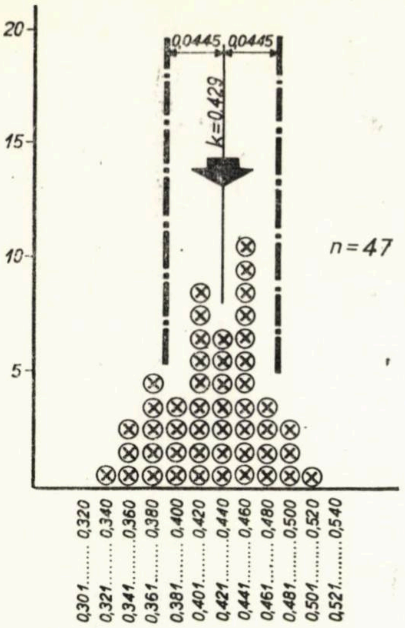


Fig. 13 — Histograma distribuției coeficientului de proporționalitate k (relația 7.2)

rarea valorilor efectiv determinate cu cele prescrise, în funcție de procedeul de compactare folosit și de marca betonului. Se consideră „*corespunzătoare*" betoanele care îndeplinesc atît condiția de lucrabilitate, cît și de realizare a raportului *a/c*.

Cercetările de laborator, efectuate asupra unui număr de 183 determinări ale LS și ale raportului *a/c* (fig. 12), au arătat o bună concordanță între valorile determinate și cele efective. Legătura dintre rezistența la compresiune a betonului și raportul *a/c* s-a studiat pe baza încercării a 47 serii a cîte 5 epruvete (fig. 13).

Folosirea DCV și a Cover-ului poate fi extinsă și la efectuarea altor determinări de laborator care se bazează pe o determinare a densității specifice aparente sau a densității aparente. Se mai pot efectua astfel : determinarea umidității agregatelor, determinarea aerului oclus din beton, determinarea tendinței de separare a apei etc. De asemenea, DCV și Cover au fost folosite cu mult succes la stabilirea compoziției optime a betonului printr-o metodă directă [9].

BIBLIOGRAFIE

[1] Carlsen R., Gukild I. : *Eine directe Methode zur Bestimmung des W: Z Verhältnisses.* Betonstein-Zeitung, 9/1971.

[2] Foth J. : *Baustoff-Untersuchungen mit dem Pyknometer.* Betonstein-Zeitung, 11/1969.

[3] Gilkey H. : *Water-Cement Ratio Versus Strength. Another Look.* Journal of the American Concrete Institute 2/1961.

[4] Hummel A. : *Das Beton ABC. Ein Lehrbuch der Technologie des Schwerbetons und des Leichtbetons.* Berlin, W. Ernst, 1959.

[5] Krieger R. : *Zur Thema Frischbetonüberwachung.* Beton 2/1969.

[6] Lezy R. : *Etude et contrôle des bétons hydrauliques.* Constructions, 12/1958.

[7] Lackner R., Smolen D. : *Die Bestimmung des Wasserzementwertes an Frischbeton mit dem Luftpycnometer.* Betonstein-Zeitung 4/1971.

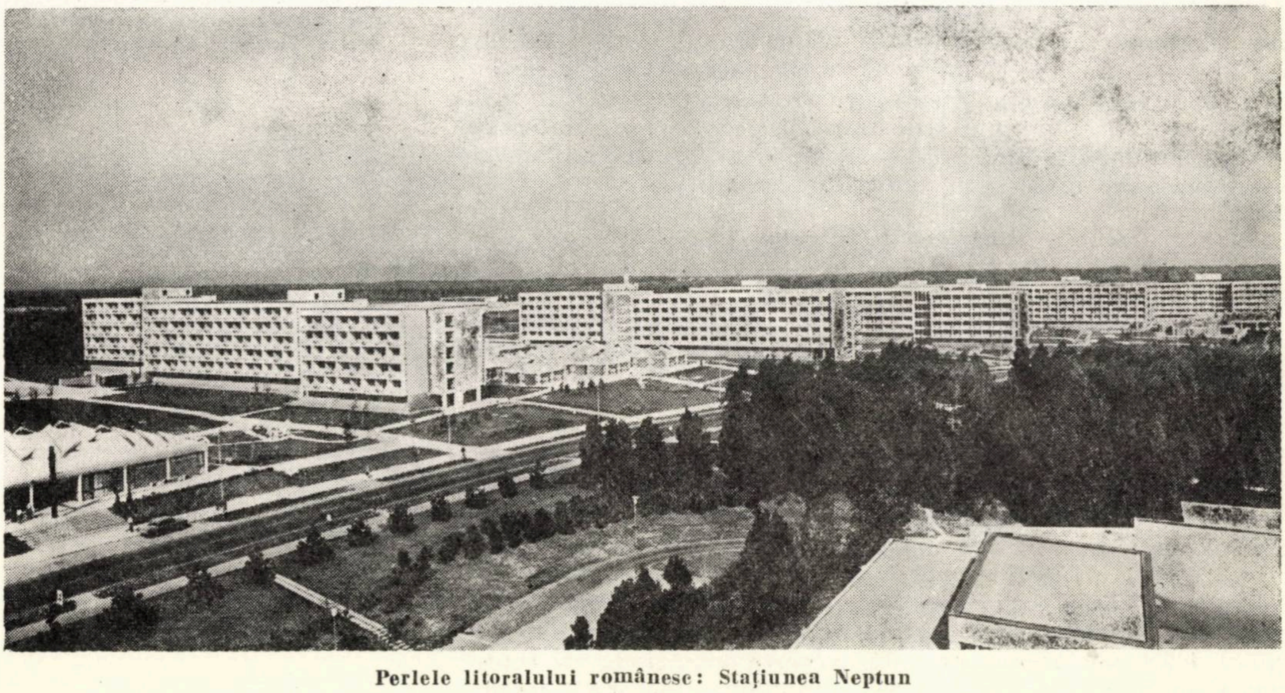
[8] Momber K. : *Zur Frischbetonüberwachung durch praxisnahe W/Z Wert-Kontrolle nach Thaulow.* Beton 6/1969.

[9] Vasiliu D. : *Unele aspecte privind stabilirea compoziției betonului.* Revista construcțiilor și materialelor de construcții, 5—6/1966.

[10] Vasiliu D. : *Die Messung der Verarbeitbarkeit des greüttelten Betons.* Zement-Kalk-Gips, 10/1968.

[11] *** *DIN* 1048 : *Prüfverfahren für Beton.* Entwurf März 1968, Beton 3/1968.

[12] *** : *Prüfverfahren für Beton, British Standard 1881 und DIN 1048 in Vergleich.* Betonstein-Zeitung, 6/1970.



Perlele litoralului românesc: Stațiunea Neptun

CZ 624.072.2:624.043.2

GRINZI METALICE PRETENSIONATE ÎN DOMENIUL ELASTIC

Ing. **DAN PRECUPANU**
Institutul politehnic, Iași

INTRODUCERE. IPOTEZE DE CALCUL

Unul din factorii importanți care contribuie la progresul structurilor de rezistență ale construcțiilor îl constituie dirijarea favorabilă a cîmpului de tensiune din elementele care alcătuiesc aceste structuri. În acest context, introducerea eforturilor inițiale a reprezentat întotdeauna un procedeu folosit de constructori cu mare eficiență. Numai că, în timp ce în domeniul betonului armat procedeul cunoaște o largă aplicabilitate, în cel al construcțiilor metalice aceasta se află de abia la început. Cu toate acestea, economia de oțel și reducerea prețului de cost al elementelor metalice pretensionate față de cele obișnuite determină, în etapa actuală, pe plan mondial, o folosire din ce în ce mai largă a lor.

Astfel, elementele cu deschideri sau încărcări mari solicitate la încovoiere, realizate din oțeluri obișnuite, pretensionate cu ajutorul tiranților de înaltă rezistență, constituie soluții cu avantaje deosebite în raport cu elementele nepretensionate. Cîmpul lor de aplicabilitate și, în general, al tuturor structurilor metalice pretensionate este determinat, în primul rînd, de metoda de calcul folosită la proiectarea lor.

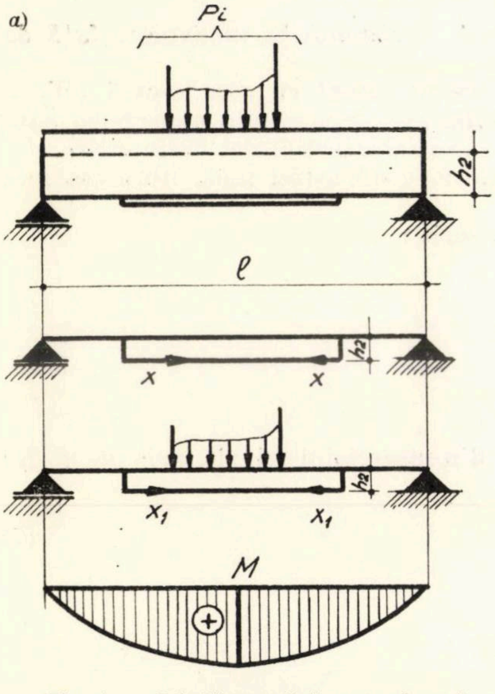
Această problemă constitue obiectul a numeroase studii și cercetări de specialitate, dar cu toate acestea, ea nu a căpătat încă o rezolvare completă. În lucrările [4] și [5] se prezintă dimensionarea optimă a grinzilor cu secțiune dublu T, iar în [6] o metodă mai simplă și directă de calcul a acestora.

În studiul care urmează, se extinde această metodă pentru grinzi cu orice formă a secțiunii transversale. Tensiunile inițiale se introduc, în o singură etapă înainte de aplicarea sarcinii de exploatare, cu ajutorul unui tirant de înaltă rezistență dispus paralel cu talpa întinsă. În considerațiile care vor urma se presupune că oțelul grinzii și tirantului se comportă liniar elastic, atît sub efectul pretensionării inițiale, cît și sub acțiunea simultană a încărcării exterioare și a efortului inițial. De asemenea, se va considera că stabilitatea elementului este asigurată.

1. GRINZI PRETENSIONATE CU TIRANT DISPUS LA NIVELUL FEȚEI ÎNTINSE

Să considerăm o grindă dreaptă cu secțiunea de formă oarecare, avînd un ax de simetrie.

Sarcinile exterioare transversale sînt cuprinse în planul de simetrie, dar pot avea orice lege de distribuție (fig. 1).



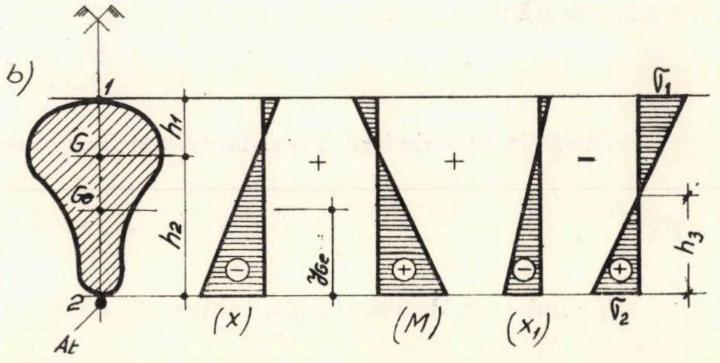


Fig. 1. — Grindă metalică pretensionată cu tirant dispus la nivelul feței întinse. *a* — **scheme statice ;** *b* — **diagrame de eforturi unitare pe secțiune.**

Fie M momentul încovoietor produs de sarcinile P_i în secţiunea de calcul a grinzii, X efortul de preîntindere iniţială al tirantului şi X_1 efortul de autotensionare din tirant produs de încărcările exterioare. Eforturile unitare în fibrele extreme *1* şi *2* ale secţiunii, în faza de exploatare a grinzii (sarcini transversale + pretensionarea iniţială) sînt :

$$\sigma_1 = -\frac{X + X_1}{A} - \frac{M - (X + X_1)\,h_2}{W_1} \tag{1}$$

$$\sigma_2 = -\frac{X + X_1}{A} + \frac{M - (X + X_1)\,h_2}{W_2} \tag{2}$$

Dacă se face substituţia :

$$X + X_1 = Z \tag{3}$$

Z fiind efortul din tirant în faza de exploatare, relaţiile (1) şi (2) devin :

$$\sigma_1 = -\frac{Z}{A} - \frac{M - Z\cdot h_2}{W_1} \tag{1'}$$

$$\sigma_2 = -\frac{Z}{A} + \frac{M - Z\cdot h_2}{W_2} \tag{2'}$$

1.1. Să presupunem că eforturile unitare din fibrele extreme sînt egale în valoarea absolută — axa neutră cade la mijlocul înălţimii secţiunii.

$$-\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_0$$

Ţinînd cont de această condiţie, din relaţiile (1′) şi (2′) se pot determina :

$$M = \frac{2W_1\,W_2\cdot\sigma_0 + A\cdot h_2\cdot\sigma_0\,(W_1 - W_2)}{W_1 + W_2} \tag{4}$$

şi

$$Z = \frac{W_1 - W_2}{W_1 + W_2}\cdot A\cdot\sigma_0 \tag{5}$$

A fiind aria secţiunii transversale a grinzii, iar W_1 şi W_2 modulii de rezistenţă la încovoiere faţă de fibra superioară, respectiv inferioară.

Din relaţia (5) rezultă că, în cazul secţiunilor simetrice în raport cu axa neutră ($W_1 = W_2$), egalitatea eforturilor unitare la fibrele extreme este posibilă numai pe grinda nepretensionată ($Z = 0$), cu alte cuvinte, pretensionarea este raţională numai în cazul secţiunilor nesimetrice. Mai mult, pentru ca $Z > 0$ trebuie ca $W_1 > W_2$ adică, secţiunea să fie aşezată astfel încît fibra cea mai depărtată să fie întinsă.

Notînd cu σ_t efortul unitar din tirant, evident se poate scrie :

$$Z = \sigma_t\cdot A_t$$

de unde rezultă :

$$A_t = \frac{Z}{\sigma_t} = A\cdot\frac{\sigma_0}{\sigma_t}\cdot\frac{W_1 - W_2}{W_1 + W_2} \tag{6}$$

Dacă tirantul de înaltă rezistenţă s-ar face în echivalent din materialul grinzii, aria sa ar fi :

$$A_{te} = A_t\cdot\frac{\sigma_t}{\sigma_0} \tag{7}$$

Ţinînd cont de relaţia (6), relaţia (7) devine :

$$A_{te} = A\cdot\frac{W_1 - W_2}{W_1 + W_2} \tag{8}$$

Să convenim a defini *„secţiune echivalentă grinzii pretensionate"*, secţiunea grinzii plus a tirantului echivalent. Ordonata centrului de greutate al acestei secţiuni, măsurată de la nivelul tirantului, este dată de relaţia :

$$y_{Ge} = \frac{A \cdot h_2}{A + A_{te}} \tag{9}$$

Avînd în vedere formula (8), relaţia (9) ajunge sub forma :

$$y_{Ge} = \frac{W_1 + W_2}{2W_1} h_2$$

Dacă ţinem cont că : $W_1 = I/h_1$ şi $W_2 = I/h_2$, în cele din urmă rezultă :

$$y_{Ge} = \frac{h_1 + h_2}{2} = \frac{h}{2} \tag{10}$$

Centrul de greutate al secţiunii echivalente cade pe linia de efort unitar nul, ceea ce înseamnă că tirantul fixează astfel centrul de greutate al ansamblului grindă-tirant, încît acesta să lucreze la încovoiere.

Aşadar, calculul unei secţiuni pretensionate se reduce la calculul secţiunii echivalente la încovoiere obişnuită.

Într-adevăr, dacă relaţia (5) se introduce în (1'), efortul unitar maxim din secţiunea pretensionată este :

$$|\sigma_1| = \frac{W_1 - W_2}{W_1 + W_2}\sigma_0 + \frac{M}{W_1} - \frac{W_1 - W_2}{W_1 + W_2} \cdot \frac{A \cdot \sigma_0}{W_1} h_2 = \sigma_0$$

ceea ce, după ce se fac calculele necesare, poate fi pus sub forma :

$$|\sigma_1| = \frac{M}{W_e} = \sigma_0 \tag{11}$$

în care :

$$W_e = \frac{2\left[I + \frac{Ah_2}{2}(h_2 - h_1)\right]}{h} \tag{12}$$

În acelaşi timp, modulul de rezistenţă al secţiunii echivalente este :

$$W_e = \frac{2I_e}{h} = \frac{2\left[I + A\left(\frac{h}{2} - h_1\right)^2 + A\frac{W_1 - W_2}{W_1 + W_2}\left(\frac{h}{2}\right)^2\right]}{h} \tag{13}$$

care poate fi adus sub forma :

$$W_e = \frac{2\left[I + A\frac{h_2}{2}(h_2 - h_1)\right]}{h} \tag{14}$$

Identitatea relaţiilor (12) şi (14) justifică astfel calculul secţiunii pretensionate folosind secţiunea echivalentă.

1.2. Dacă eforturile unitare extreme nu sînt egale în valoare absolută, reluînd calculul din relaţiile (1') şi (2') rezultă :

$$M = \frac{W_1 W_2(\sigma_1 + \sigma_2) + Ah_2(W_1\sigma_1 - W_2\sigma_2)}{W_1 + W_2} \tag{15}$$

şi

$$Z = \frac{W_1\sigma_1 - W_2\sigma_2}{W_1 + W_2} A \tag{16}$$

Convenind a defini aria tirantului echivalent :

$$A_{te} = A_t \cdot \frac{\sigma_t}{\sigma_2}$$

obţinem :

$$A_{te} = \frac{W_1\sigma_1 - W_2\sigma_2}{W_1 + W_2} \cdot \frac{A}{\sigma_2} \tag{17}$$

Ordonata centrului de greutate al secţiunii echivalente, definită ca şi în cazul precedent :

$$A_e = A + A_{te}$$

se calculează cu relaţia (9) în care se ţine cont de (17) :

$$y_{Ge} = \frac{h_2}{1 + \dfrac{W_1 \cdot \sigma_1 - W_2 \cdot \sigma_2}{\sigma_2 (W_1 + W_2)}} \tag{18}$$

Dacă se fac substituţiile : $W_1 = I/h_1$; $W_2 = I/h_2$ şi avem în vedere că $\sigma_1 h_3 = \sigma_2 (h - h_3)$, obţinem :

$$y_{Ge} = h_3 \tag{19}$$

ceea ce înseamnă că centrul de greutate al secţiunii echivalente, ca şi la punctul 1.1, cade tot pe linia de efort unitar nul, aşa încît şi în acest caz calculul folosind secţiunea echivalentă substituie calculul secţiunii pretensionate.

2. GRINZI PRETENSIONATE CU TIRANT DEPĂRTAT DE FAŢA ÎNTINSĂ

Fie grinda din fig. 2, solicitată la încovoiere plană de sarcini situate în planul de simetrie.

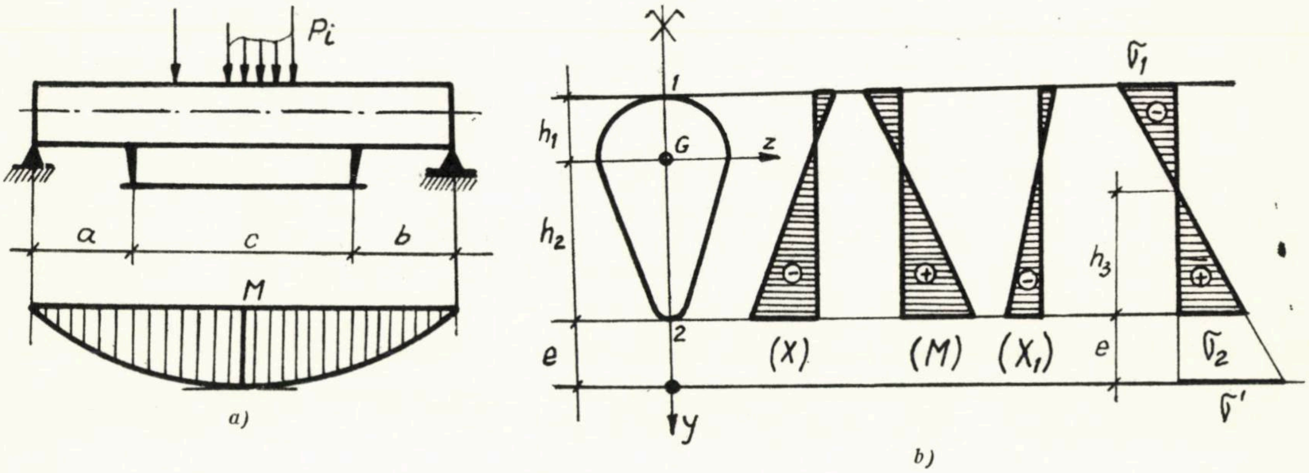


Fig. 2. — Grindă metalică pretensionată cu tirant depărtat de faţa întinsă. *a* — scheme statice ; *b* — diagrame de eforturi unitare pe secţiune.

Eforturile unitare în fibrele extreme *1* şi *2*, în faza de exploatare a grinzii, sînt determinate de relaţiile :

$$\sigma_1 = -\frac{Z}{A} - \frac{M - Z \cdot (h_2 + e)}{W_1} \tag{20}$$

$$\sigma_2 = -\frac{Z}{A} + \frac{M - Z \cdot (h_2 + e)}{W_2} \tag{21}$$

2.1. Dacă eforturile unitare extreme sînt egale în valoare absolută :

$$-\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_0$$

din relaţiile (20) şi (21) rezultă :

$$M = \frac{2W_1 W_2 \sigma_0 + A\,(h_2 + e)\,\sigma_0 \cdot (W_1 - W_2)}{W_1 + W_2} \tag{22}$$

şi

$$Z = \frac{W_1 - W_2}{W_1 + W_2} A \cdot \sigma_0 \tag{23}$$

Secţiunea tirantului fiind :

$$A_t = \frac{W_1 - W_2}{W_1 + W_2} A \cdot \frac{\sigma_0}{\sigma_t} \tag{24}$$

Comparînd relaţiile (4), (5) cu (22) şi respectiv (23) pentru o aceeaşi secţiune transversală a grinzii rezultă următoarele :

— prin depărtarea tirantului faţă de grindă nu se obţine o reducere a secţiunii tirantului, în schimb,

— momentul încovoietor capabil al grinzii cu tirant depărtat creşte faţă de cel al grinzii cu tirant dispus la faţă, cu cantitatea

$$\Delta M = A \cdot \sigma_0 \cdot \frac{W_1 - W_2}{W_1 + W_2} \cdot e$$

ceea ce, ţinînd cont de relaţia (23), poate fi scrisă sub forma :

$$M = Z \cdot e \tag{25}$$

din care rezultă că excentricitatea tirantului aduce un spor capacităţii portante a grinzii. Cu alte cuvinte, pentru preluarea momentului încovoietor M, secţiunea grinzii cu tirant depărtat trebuie să fie mai mică decît cea a grinzii cu tirant dispus la faţă. Dacă ţinem cont de relaţia de dependenţă dintre secţiunile tirantului şi ale grinzii (24), se ajunge la concluzia că nu este posibil ca cele două secţiuni să fie stabilite de la început în mod arbitrar din dimensionare să rezulte mărimea excentricităţii necesare. Aşadar, depărtarea tirantului conduce la o reducere atît a secţiunii grinzii, cît şi a tirantului, dependenţa dintre aceste arii fiind aceeaşi ca şi în cazul tirantului dispus la faţa grinzii.

Pentru uşurinţă, să păstrăm în continuare totuşi notaţiile A şi A_t deşi valorile lor sînt deosebite faţă de cele de la punctul 1.

Să convenim a denumi *„arie echivalentă a tirantului"* aria dată de relaţia :

$$A_{te} = n \cdot k \cdot A_t \tag{26}$$

în care $n = \frac{\sigma_t}{\sigma_0}$, iar k un coeficient care ţine cont de excentricitatea tirantului. De asemenea, să denumim *„secţiune echivalentă grinzii pretensionate"* secţiunea reală a acesteia plus a tirantului echivalent :

$$A_e = A + A_{te} \tag{27}$$

Ordonata centrului de greutate al acestei secţiuni, măsurată de la nivelul tirantului, se determină cu relaţia :

$$y_{Ge} = \frac{A \cdot (h_2 + e)}{A + A_{te}} \tag{28}$$

care, ţinînd cont de relaţiile (26) şi (24), devine :

$$y_{Ge} = \frac{h_2 + e}{1 + k\dfrac{W_1 - W_2}{W_1 + W_2}} = \frac{h_2 + e}{h + k\,(2h_2 - h)}\, h \tag{28'}$$

Dacă se pune condiţia ca centrul de greutate al secţiunii echivalente să cadă pe linia de efort unitar nul,

$$\frac{h_2 + e}{h + k\,(2h_2 - h)}\,h = \frac{h}{2} + e$$

se obţine:

$$k = \frac{h}{h + 2e} \tag{29}$$

Evident, coeficientul $k < 1$ şi exprimă el „avantajul de poziţie" al tirantului. Să observăm că rel. (29) poate fi scrisă şi sub forma:

$$k = \frac{\frac{h}{2}}{\frac{h}{2} + e} \tag{29'}$$

ceea ce arată că valoarea coeficientului k reprezintă raportul distanţelor măsurate de la axa neutră a secţiunii la fibra extremă întinsă a grinzii şi respectiv la axa tirantului.

2.2. Dacă eforturile unitare extreme σ_1 şi σ_2 nu sînt egale în valoare absolută, reluînd calculul din relaţiile (20) şi (21) se obţine

$$M = \frac{W_1W_2\,(\sigma_1 + \sigma_2) + A\,(h_2 + e)\,(W_1\sigma_1 - W_2\sigma_2)}{W_1 + W_2} \tag{30}$$

şi

$$Z = \frac{W_1\sigma_1 - W_2\sigma_2}{W_1 + W_2}\,A \tag{31}$$

$$A_t = \frac{W_1\sigma_1 - W_2\sigma_2}{W_1 + W_2}\cdot\frac{A}{\sigma_t} \tag{32}$$

Dacă se defineşte „*arie echivalentă a tirantului*" aria dată de relaţia:

$$A_{te} = n'\cdot k'\cdot A_t \text{ în care } n' = \frac{\sigma_t}{\sigma_2} \text{ şi } k' = \frac{h_3}{h_3 + e} \tag{33}$$

ordonata centrului de greutate al secţiunii echivalente grinzii pretensionate, devine:

$$y_{Ge} = \frac{h_2 + e}{1 + \frac{h_3}{h_3 + e}\cdot\frac{W_1\sigma_1 - W_2\sigma_2}{(W_1 + W_2)\,\sigma_2}}$$

Ţinînd cont că: $W_1 = I/h_1$, $W_2 = I/h_2$ şi $\sigma_1 h_3 = \sigma_2(h - h_3)$, relaţia de mai sus conduce la:

$$y_{Ge} = h_3 + e \tag{34}$$

adică, centrul de greutate al secţiunii echivalente cade pe axa de efort unitar nul, ca şi în cazul 2.1

Aşadar, indiferent de raportul în care se găsesc eforturile unitare din fibrele extreme, secţiunea pretensionată lucrează întotdeauna la încovoiere, mărimea raportului $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ determină numai poziţia axei neutre.

În acest mod, calculul grinzilor metalice pretensionate cu tirant depărtat faţă de grindă se face ca şi în cazul cînd tirantul este apropiat, cu simpla observaţie că secţiunea echivalentă a tirantului ţine cont nu numai de raportul eforturilor unitare efective din tirant şi grindă, ci şi de excentricitatea tirantului. Acest dublu aspect al condiţiei de trecere de la secţiunea reală la cea echivalentă poate fi exprimat sub formă unică. Dacă observăm că:

$$n'k' = \frac{\sigma_t}{\sigma_2}\cdot\frac{h_3}{h_3 + e} = \frac{\sigma_t}{\sigma'}$$

ajungem la concluzia că relația (33) poate fi pusă sub forma :

$$A_{t_e} = \bar{n} \cdot A_t \tag{35}$$

unde

$$\bar{n} = \frac{\sigma_t}{\sigma'} \tag{36}$$

Coeficientul de echivalență reprezintă deci, sub formă generală, raportul dintre efortul unitar efectiv din tirant și efortul unitar maxim din grindă rezultat din diagrama tensiunilor normale, prelungită ipotetic pînă la nivelul tirantului.

3. CONCLUZII

- Pretensionarea unei secțiuni dintr-un element solicitat la încovoiere, înseamnă, din punct de vedere al capacității de rezistență, întărirea zonei întinse a secțiunii la nivelul tirantului. Grinda și tirantul de pretensionare, indiferent de poziția lor reciprocă alcătuiesc un ansamblu care lucrează la încovoiere, ceea ce, în calcule face posibilă înlocuirea secțiunii pretensionate cu o secțiune echivalentă. Secțiunea pretensionată este *o secțiune neomogenă solicitată la încovoiere, la care fiecare material se încarcă proporțional cu capacitatea sa de rezistență.*

- Poziția axei neutre a ansamblului grindă + tirant depinde de raportul în care se găsesc eforturile unitare în fibrele extreme ale secțiunii grinzii. Axa neutră trece prin centrul de greutate al secțiunii echivalente, ceea ce înseamnă că secțiunea echivalentă este solicitată la încovoiere și este capabilă de același moment încovoietor ca secțiunea pretensionată.

- Secțiunea echivalentă este determinată de secțiunea reală a grinzii plus cea a tirantului multiplicată cu coeficientul de echivalență. Coeficientul de echivalență este definit pentru cazul cel mai general de relație (36) și reprezintă raportul dintre efortul unitar din tirant și cel din grindă rezultat din diagrama tensiunilor prelungite ipotetic pînă la nivelul tirantului. În problema de dimensionare, punîndu-se condiția ca aceste eforturi unitare să fie egale cu rezistența admisibilă a tirantului și respectiv a fibrei întinse a grinzii, valoarea sa este cunoscută, ceea ce face ca metoda de calcul bazată pe secțiunea echivalentă să fie o metodă de dimensionare.

- Pentru a se dimensiona o secțiune de formă oarecare pretensionată se procedează astfel :

a) se exprimă dimensiunile secțiunii grinzii în funcție de un singur parametru t;

b) în funcție de rezistențele admisibile ale materialului grinzii (σ_{ac}, σ_{ai}) se determină poziția axei neutre ;

c) cunoscîndu-se rezistența admisibilă a tirantului (σ_{at}) și poziția sa $e(t)$ se calculează cu rel. (36) coeficientul de echivalență.

d) se determină aria echivalentă a tirantului astfel ca centrul de greutate al secțiunii echivalente să cadă pe linia de efort unitar nul $A_{t_e}(t)$;

e) se exprimă modulul de rezistență al secțiunii echivalente $W(t)$ și apoi, folosind formula de dimensionare la încovoiere :

$$\frac{M}{\sigma_a} = W(t)$$

rezultă valoarea parametrului necunoscut t, ceea ce determină toate caracteristicile geometrice ale secțiunii grinzii și tirantului echivalent. Aria reală a tirantului rezultă din relația :

$$A_t = \frac{A_{t_e}}{n}$$

f) secțiunea grinzii astfel determinată se verifică în faza de preîntindere inițială a tirantului. În acest scop, se rezolvă sistemul static nedeterminat încărcat cu sarcinile exterioare, tensiunea inițială în tirant considerîndu-se nulă. Se obține astfel valoarea efortului de autotensionare X_1. Se calculează efortul de preîntindere inițială :

$$X = A_t \cdot \sigma_{at} - X_1$$

și se face verificarea grinzii pentru această fază.

● În proiectare pot interveni situaţii cînd anumite părţi componente ale secţiunii sînt cunoscute valoric prin datele iniţiale ale problemei, din dimensionare urmînd a se obţine partea de secţiune necunoscută şi tirantul. În aceste cazuri procedura de calcul indicată păstrează acelaşi principiu.

● Dacă secţiunea grinzii este impusă ca mărime, în totalitate de la început din condiţia ca centrul de greutate al secţiunii echivalente să cadă pe linia de efort unitar nul, rezultă şi aria tirantului, încît din dimensionare se poate determina mărimea excentricităţii necesare. Dacă însă şi poziţia tirantului este cunoscută din datele iniţiale, nu mai avem de-a face cu o problemă de dimensionare, ci cu una de determinare a momentului încovoietor capabil.

● Procedura de calcul arătată mai sus are un caracter general şi nu depinde de forma secţiunii, de poziţia tirantului sau de natura materialului grinzii.

● În cazul secţiunilor dublu T pretensionate, procedura de calcul devine deosebit de simplă. Astfel, dacă rezistenţele admisibile la compresiune şi întindere sînt egale, atunci, indiferent de poziţia tirantului faţă de grindă, secţiunea echivalentă este un profil dublu T cu aripi egale. Se exprimă dimensiunile acestui profil în funcţie de un singur parametru. Jumătate din aria totală se dispune în inimă şi cîte un sfert, în fiecare talpă. Se dimensionează obişnuit la încovoiere secţiunea dublu T, obţinîndu-se ariile tălpilor şi inimii. Se alege aria tirantului şi se scade în echivalent din aria tălpii întinse. Secţiunea grinzii astfel obţinută şi tirantul reprezintă o soluţie a problemei de dimensionare după ce s-a făcut verificarea în faza de preîntindere iniţială a tirantului.

● În acest mod, dimensionarea elementelor solicitate la încovoiere, pretensionate cu ajutorul tiranţilor, se poate face urmînd calea clasică a calculului elementelor nepretensionate.

4. EXEMPLU

Cunoscînd momentul încovoietor $M = 100$ tm, rezistenţele admisibile ale materialului grinzii $|\sigma_{ac}| = \sigma_{ai} = 1500$ kgf/cm^2 şi tirantului $\sigma_{at} = 12\,000$ kgf/cm^2, să se dimensioneze pentru faza de exploatare, în două variante, secţiunea a cărei formă este dată în fig. 3 şi 4.

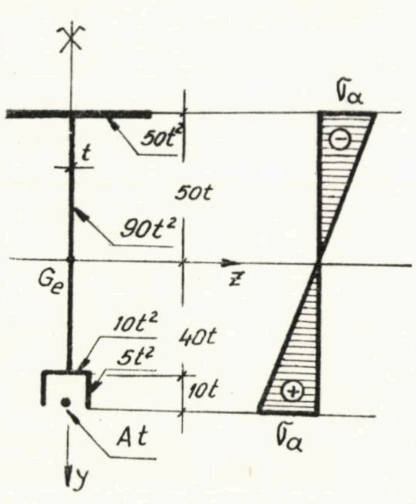


Fig. 3. — Secţiune pretensionată cu tirant dispus la nivelul tălpii.

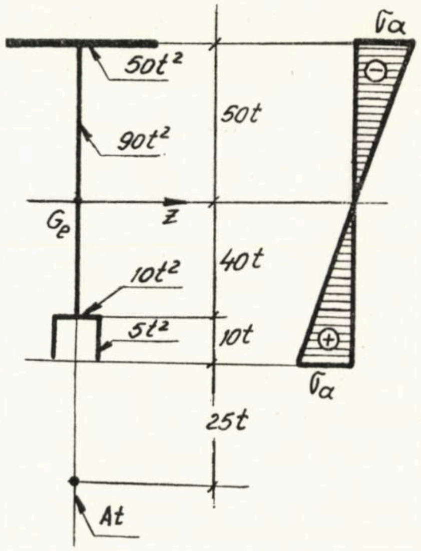


Fig. 4. — Secţiune pretensionată cu tirant depărtat de talpă.

4.1. *Secţiunea pretensionată cu tirant dispus la nivelul tălpii.*

a) Se determină aria tirantului astfel ca centrul de greutate al secţiunii echivalente să cadă pe axa neutră. Ţinînd cont de egalitatea rezistenţelor admisibile la cele două fibre extreme, axa neutră împarte înălţimea secţiunii în două părţi egale. În sistemul de axe zG_y, din fig. 3, se poate deci scrie:

$$50t^2 \cdot 50 + 50t^2 \cdot 25t - 40t^2 \cdot 20t - 10t^2 \cdot 40t - 2 \cdot 5t^2 \cdot 45t - A_{t_e} 50 \cdot t = 0$$

Rezultă

$$A_{t_e} = 42\,t^2$$

b) Caracteristicile geometrice ale secţiunii echivalente :

$$I_e = 50t^2 \cdot (50t)^2 + \frac{t\,(90t)^3}{12} + 90t^2\,(5t)^2 + 10t^2\,(40t)^2 + 2 \cdot 5t^2\,(45t)^2 + 42t^2\,(50t)^2 = 329 \cdot 250\ t^4$$

$$W_e = \frac{329\ 250}{50}\ t^3 = 6585\ t^3$$

c) Dimensionarea secţiunii echivalente :

$$W_{nec} = \frac{M}{\sigma_a} = \frac{10\ 000000}{1500} = 6666\ \text{cm}^3$$

Rezultă :

$$t = \sqrt[3]{\frac{6666}{6585}} \simeq 1\ \text{cm} \qquad n = \frac{12000}{1500} = 8 \qquad A_t = \frac{42}{8} = 5{,}25\ \text{cm}^2$$

$$A = 160\ t^2 = 160\ \text{cm}^2.$$

4.2. ***Secţiune pretensionată cu tirant depărtat de talpă***

a) Din aceeaşi condiţie ca şi la cazul 4.1 se obţine :

$$50t^2 \cdot 50t + 50t^2 \cdot 25t - 40t^2 \cdot 20t - 10t^2 \cdot 40t - 2 \cdot 5t^2 \cdot 45t - A_{t_e} \cdot 75t = 0$$

Rezultă :

$$A_{t_e} = 28t^2\,; \quad k = \frac{50}{75} = 0{,}66 \quad A_t = \frac{28t^2}{066 \cdot 8} = 5{,}25t^2$$

Se observă că tirantul păstrează aceeaşi proporţie faţă de secţiunea grinzii ca şi la punctul 4.1. Dezvoltînd calculele ca şi în cazul precedent rezultă :

b) $I_e = 382\ 250\ t^4 \quad W_e = \dfrac{382\ 250}{50}\ t^3 = 7640t^3$

c) $t = \sqrt[3]{\dfrac{6666}{7640}} = 0{,}955\ \text{cm}$

$$A = 160t^2 = 146\ \text{cm}^2 \quad A_t = 4{,}78\ \text{cm}^2 \quad e \simeq 24\ \text{cm}$$

Secţiunile astfel stabilite trebuie verificate la preîntinderea iniţială a tirantului aşa cum s-a arătat la punctul 3.

BIBLIOGRAFIE

[1] **BELENIA E. I.** : *Predvaritelno napriajenie metaliceskie nesuşcie konstrukţii*, Moscova, 1963.

[2] **GAIDAROV I. V.** : *Predvaritelno napriajenie metaliceskie konstrukţii*. Leningrad, 1971.

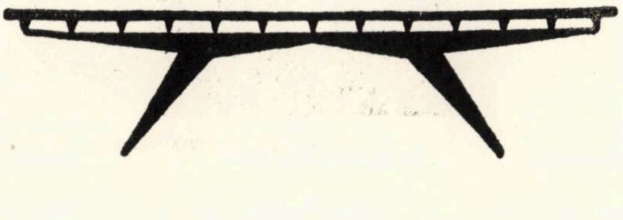
[3] **FERJENCIK P., TOCHACEK M.** : *Predpäte konstrukcie*. Slovenske Vydaratelstvo Technickej Literatury. Redackcia stavebnickej literatury, Bratislava, 1966.

[4] **JUNCAN N.** : *Consideraţii privind alegerea secţiunii optime a grinzilor metalice cu inimă plină, pretensionate*. Bul. şt. Inst. polit. Cluj, 10, 1967.

[5] **PRECUPANU D.** : *Le dimensionnement optimum des poutres métalliques prétensionnées*, Bul. Inst. polit. Iași, 1970. Tom XVI (XX).

]6] **PRECUPANU D.** : *Metoda rapidă privind calculul grinzilor metalice presolicitate*. Bul. Inst. polit. Iași, 1971. Tom XVII (XXI).

Primit la redacţie în formă definitivă la 4 aprilie 1973



CZ 696.6:628.9:728.51 (498)

Instalațiile electrice ale hotelului „Inter-continental — București"

Ing. **DRAGOŞ MANASIAN**
Institutul de proiectare „Proiect-Bucureşti"

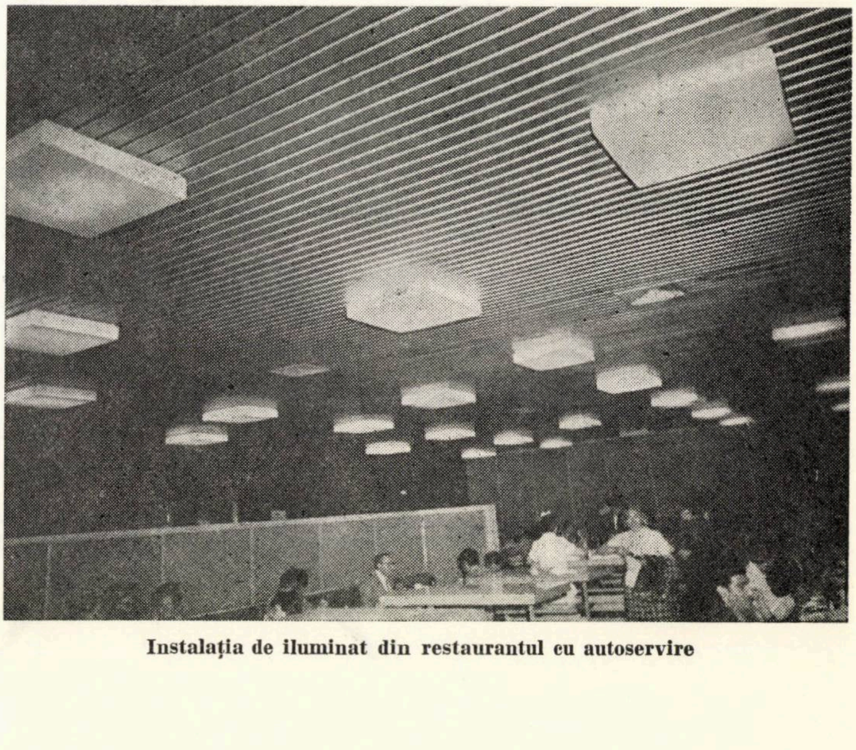
Prin apariţia sa în zona centrală a oraşului Bucureşti, hotelul „Inter-continental" îmbogăţeşte peisajul urbanistic al capitalei noastre contribuind totodată la sporirea capacităţilor existente cu încă 880 locuri de cazare.

Dotarea tehnică şi soluţiile originale aplicate în realizarea acestei construcţii constituie puncte de interes pentru tehnicieni, iar prin elementele geometrice exterioare şi prin amenajările sale interioare impresionează pe nespecialişti.

Soluţionarea partiului de arhitectură îmbină în mod armonios cerinţele legate de asigurarea funcţiunilor specifice unei raţionale exploatări cu repartiţia judicioasă a spaţiilor şi încăperilor tehnice necesare echipării cu instalaţii variate şi moderne.

Subsolul hotelului cuprinde un restaurant cu autoservire avînd accesul direct din exterior, precum şi o serie de încăperi îndeplinind funcţiuni tehnice şi servicii ca : centrală de aer condiţionat, staţie de hidrofor, staţie frigorifică, post de transformare, tablou electric general, baterie de condensatori, grup electrogen de avarie, ateliere, spălătorie mecanică, patiserie, semi-preparări alimentare şi grup social pentru salariaţi.

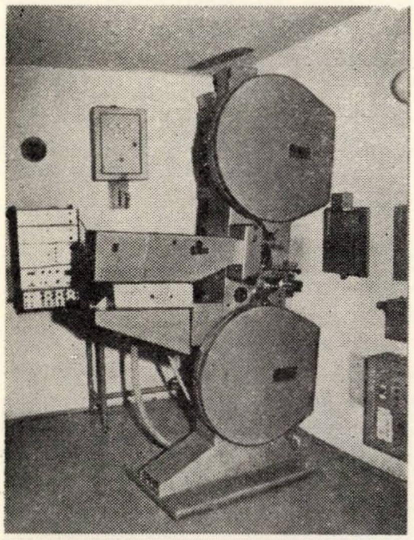
Parterul cumulează următoarele funcţiuni : hol principal, birou recepţie cuplat cu casierie şi ghişeu de informaţii, centrală telefonică de cabină, restaurant, braserie bar şi bucătăria principală a hotelului.



Instalaţia de iluminat din restaurantul cu autoservire

Etajul I cuprinde o sală de recepţie cu caracter polivalent avînd 400 locuri, o sală de recepţie de 100 locuri, sală de banchete, bucătărie precum şi oficiul central de comenzi pentru serviciul la cameră.

Etajul tehnic, situat deasupra etajului I, este compus dintr-o serie de încăperi cu caracter tehnologic deservind sala de recepţie cu 400 locuri (cabină de proiecție, cabină de sunet, cabină de lumini și cabine pentru traducători), centrala telefonică a hotelului, stația centrală de radiodistribuție, centrală de aer condiționat, precum și salonul de coafură-frizerie.



Aparat de proiecție de 35 mm cu lampă de pulsație, tablou de comandă, vizete și amplificatori pentru instalația de sunet

Etajul II conține un bar cu terasă, birouri comerciale ce se închiriază reprezentanțelor comerciale străine și magazine cu diverse profile ce pot interesa pe oaspeții hotelului.

Etajul III este format din birouri administrative, un număr de 10 camere de oaspeți și un apartament cu trei camere, grup sanitar propriu și bucătărie.

Etajele IV — XV reprezintă spațiul de cazare și cuprind 410 camere de oaspeți, parte din ele putînd fi cuplate două cîte două sub formă de *suite*.

La etajul XIX sînt amenajate două apartamente, de asemenea la dispoziția clienților hotelului.

Etajul XXI este format din restaurantul principal al hotelului cu bucătăria aferentă, un bar și o sală de banchete.

Etajul XXII conține piscina cu saună, sală de gimnastică și terasă, precum și o centrală de aer condiționat.

La etajele XXIII și XXIV sînt distribuite o serie de depozite și spații tehnice pentru mașinile ascensoarelor și amplificatoarelor instalației de antenă colectivă de radio și televiziune.

Sistemele de iluminare aplicate în hotel, precum și tipurile corpurilor de iluminat au fost stabilite în mod diferențiat pentru fiecare gen de încăpere, urmărindu-se atît realizarea unei ambianțe plăcute și confortabile, cît și obținerea unui efect decorativ corespunzător.

În raport cu destinația fiecărui spațiu s-a determinat, de la caz la caz, sistemul de iluminare, nuanța și tipul surselor luminoase, precum și nivelul de iluminare.

La restaurante și în holul principal de la parter s-au utilizat surse incandescente cu ajutorul cărora s-a realizat un nivel de iluminare de 80 lx. În afara sistemului de iluminat general, s-a prevăzut utilizarea unui număr de lămpi cu abajur amplasate pe mese sau direct pe pardoseală.

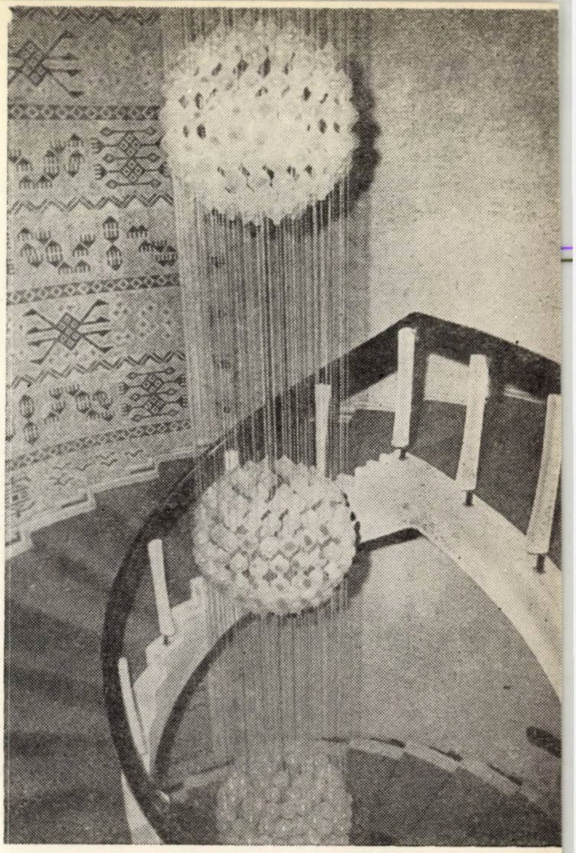
Corpurile de iluminat din holul principal de la parter sînt compuse din elemente din cristal givrat de Murano care asigură mascarea surselor luminoase.

Nivelul de 200 lx din zona de lucru de la ghișeele recepției este obținut cu ajutorul unor corpuri de iluminat cu fascicol concentrat încastrate în plafon. Construcția acestor corpuri de iluminat, care includ și un reflector parabolic oglindat, permite utilizarea de lămpi cu incandescență pentru uz general avînd puteri pînă la 150 W.

În restaurantul de la parter s-au montat candelabre de cristal cu brațe echipate cu becuri-lumînare tip Krypton-opal de 60 W, soluție care corespunde stilului mobilierului și ambianței generale ce s-a realizat în încăperea respectivă.

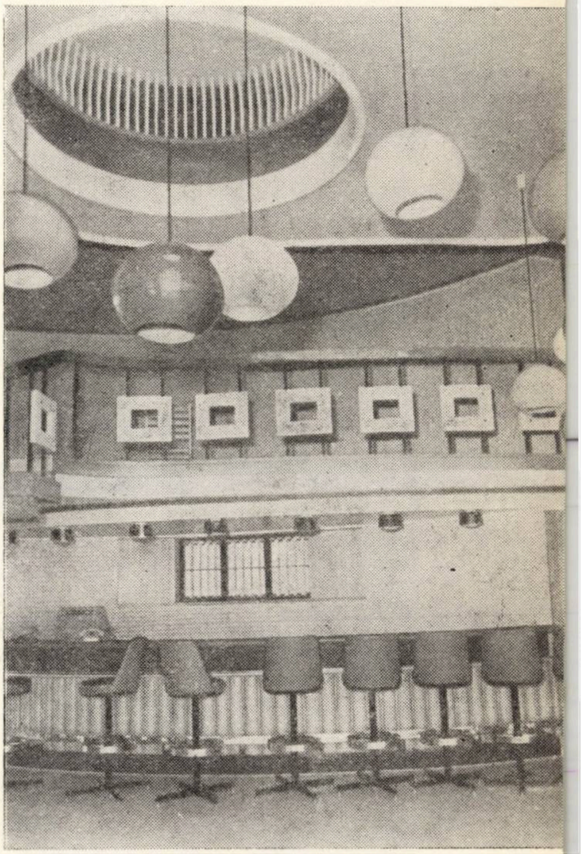
Sala polivalentă de la etajul I este iluminată printr-un grupaj ornamental de corpuri de iluminat din cristal care maschează sursele de lumină.

Nivelul de iluminare de 150 lx este realizat printr-un corp central echipat cu 30 lămpi de 150 W, în greutate de 300 kg, și prin 24 corpuri de iluminat dispuse periferic, cuprinzînd 144 lămpi de 100 W.

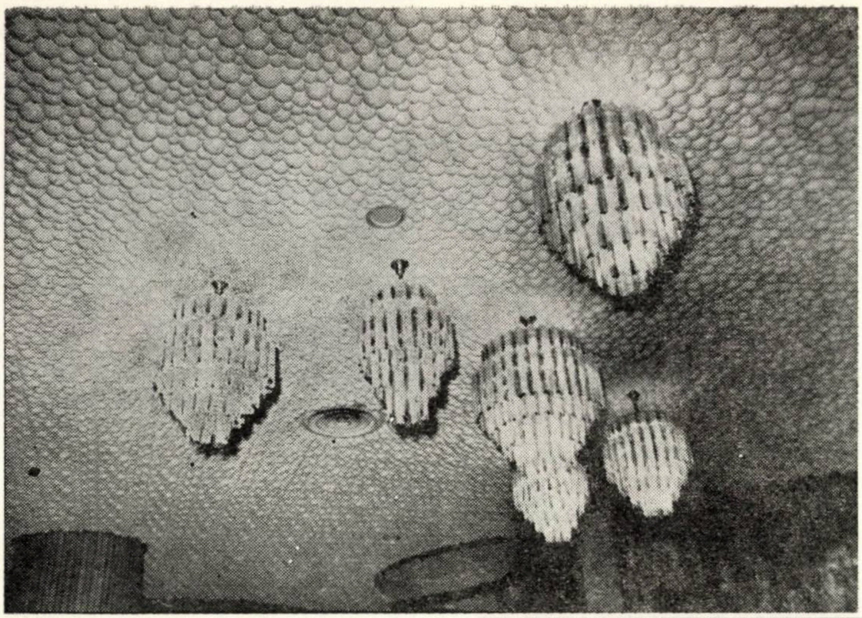


Corpul de iluminat din zona scării principale echipat cu trei lămpi de 500 W

Corpul central de iluminat este prevăzut cu un troliu manual permițînd ridicarea sau coborîrea lui în vederea obținerii de efecte decorative. Pentru a se ușura operațiunile legate de întreținere, coborîrea corpului de



Instalație de iluminat din zona barului de la piscină (etaj XXI)



Corpuri de iluminat din cristal de Murano amplasate în holul principal de la parter

iluminat se face pînă la nivelul pardoselii.

Restaurantul de la etajul XX dispune de o instalaţie de iluminat general realizată cu lămpi -spot încastrate în plafon şi de un grup de 12 corpuri de iluminat din cristal givrat totalizînd 8 880 W, care compun o rozetă cu un diametru de 5 m amplasată deasupra ringului de dans.

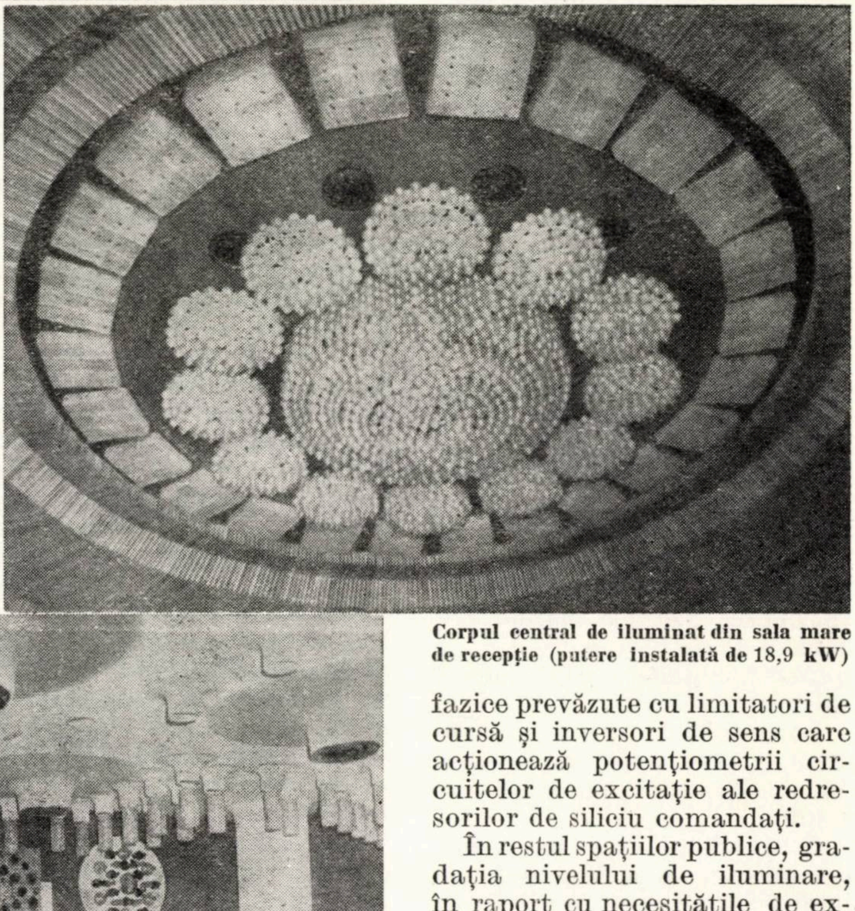
Instalaţiile de iluminat ale sălii polivalente, ale restaurantului de la etajul XX şi ale sălii de recepţie de la etajul I sînt prevăzute cu dispozitive telecomandate pentru reglajul progresiv al tensiunii pe bază de tiristori.

Acţionarea dispozitivelor de reglaj se face de la cutiile de comandă amplasate în trei puncte diferite de deservire.

Prin manevrarea butonilor de comandă respectivi se determină trecerea dispozitivelor de reglaj în oricare din următoarele poziţii : *a.* aprins, *b.* stins, *c.* oprire într-o situaţie intermediară de reglaj şi *d.* trecerea la o situaţie fixă de reglaj predeterminată.

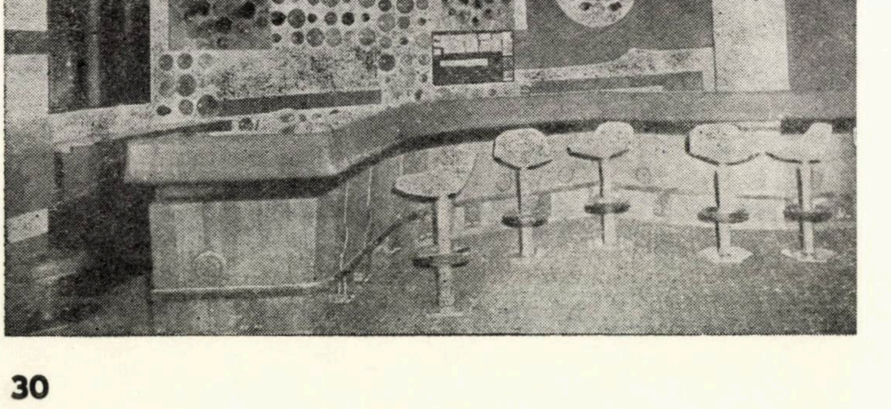
Trecerea progresivă de la situaţia de întuneric la cea de plină lumină se face într-un timp de 8 secunde.

Dispozitivele de reglaj sînt echipate cu servomotoare monofazice prevăzute cu limitatori de cursă şi inversori de sens care acţionează potenţiometrii circuitelor de excitaţie ale redresorilor de siliciu comandaţi.



Corpul central de iluminat din sala mare de recepţie (putere instalată de 18,9 kW)

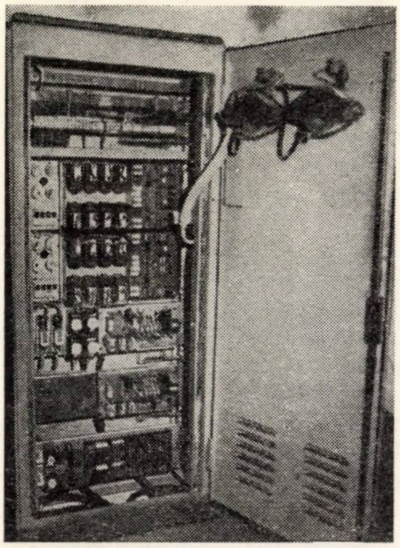
În restul spaţiilor publice, gradaţia nivelului de iluminare, în raport cu necesităţile de exploatare se realizează prin conectarea în trepte a instalaţiilor de iluminat. Contactorii, comandaţi de la tabloul central de comandă şi semnalizare situat în zona recepţiei permit conectarea, în proporţie de 1/3, 2/3 şi 1/1, a numărului total de lămpi din instalaţiile respective.



Instalaţie de iluminat de la barul situat la etajul XX

Camerele de oaspeți sînt iluminate în sistem difuz prin lămpi cu abajur pozate pe masa de toaletă și noptieră, precum și prin cîte 6 lămpi tip lampadar. Lampa cu abajur de pe masa de toaletă, echipată cu două becuri de 60 W, constituie sursa principală în iluminatul camerei de oaspeți.

Acționarea acestei lămpi se face de la distanță din trei puncte diferite : de la ușa de intrare în vestibul, de pe panoul electroacustic încastrat în noptieră și de la masa de toaletă. Tripla comandă se realizează cu butoni tip tastă care acționează un întrerupător monopolar de 10 A, antrenat prin electromagnet și avînd funcționare ciclică.



Stația de reglaj al nivelului de iluminare echipată cu tiristori de 20 kW

Nivelul de iluminare realizat în camera de oaspeți cu toate sursele luminoase în funcțiune, este de 40 lx.

Iluminatul băilor a fost realizat prin corpuri de iluminat impermeabile cu masă opală din acrilat, echipate cu tuburi fluorescente nuanța „alb superior". Nivelul de iluminare realizat în zona din fața oglinzii este de 400 lx.

Lumina fluorescentă a mai fost utilizată și la bucătării, spălătorie, ateliere, centrale termice și coridoare.

Pentru asigurarea comunicațiilor telefonice interioare, locale, interurbane și internaționale, hotelul „Intercontinental" a fost dotat cu o centrală telefonică automată de construcție specială „tip hotel" avînd o capacitate de 650 linii.

Caracteristic tipului de centrală utilizat este faptul că, în afara comunicațiilor telefonice menționate mai sus, aceasta mai îndeplinește și funcțiile de apel pentru serviciile interioare de care beneficiază pasagerii hotelului

Aceste servicii se obțin prin formarea unor numere de apel cu o singură cifră precum urmează :

1. comunicări mesaje, 2. serviciul de mese la cameră, 3. portar sau informații, 4. recepția, 5. camerista, 6. spălătoria, 7. rezervare de locuri la restaurant, 8. coafură-frizerie.

Prin formarea numărului 9. se obține tonul de oraș, iar cu ajutorul numărului 0 se intră în legătură cu operatoarea din centrală.

Legăturile telefonice dintre pasagerii hotelului nu se pot obține decît prin intermediul operatoarelor, eliminîndu-se în acest mod posibilitatea unor abuzuri sau apeluri nedorite.

Centrala telefonică este deservită prin patru pupitre la care lucrează în orele de vîrf ale zilei patru operatoare, iar în perioadele de trafic redus numai două operatoare.

În hotel au fost montate mai multe tipuri de aparate telefonice, corespunzătoare destinației respective : aparate de masă normale, cu și fără disc, aparate de masă pentru camerele de oaspeți avînd, pe lîngă cifre, și inscripții prin figuri simbolizînd natura serviciilor de care aceștia pot beneficia, precum și aparate de perete fără disc, montate în spațiile de circulație de la care prin ridicarea receptorului, se poate obține operatoarea căreia i se solicită legătura dorită.

Aparatele telefonice din camerele de oaspeți sînt prevăzute cu cîte o lampă de semnalizare pusă în funcțiune prin butonii corespunzători montați la panoul chei-mesaje de la recepție, existînd astfel posibilitatea de anunțare a pasagerilor în situațiile cînd aceștia au de ridicat corespondență.

O parte din serviciile administrative ale hotelului beneficiază de aparate telefonice cu disc cu ajutorul cărora se obțin legături reciproce sau se poate vorbi cu orașul. Restul serviciilor dispun de aparate fără disc, care funcționează cu restricții, trebuind a se recurge la operatoare pentru obținerea legăturilor dorite.

La recepție, în zona de lucru a casierului, s-a amplasat panoul contorilor pentru înregistrarea prin impulsuri a numărului și duratei convorbirilor fiecărui post telefonic din camerele de oaspeți. Datorită acestor contori, o dată cu facturarea cheltuielilor se poate adăuga la notele de plată ale pasagerilor și valoarea convorbirilor telefonice locale sau de distanță efectuate de către aceștia.

În holul de la parter au fost amenajate trei cabine telefonice cu o centrală de cabine, care are rolul de a facilita oaspeților hotelului orice legături telefonice interurbane sau internaționale.

La etajul I au fost amplasate 8 cabine telefonice deservite de o centrală telefonică de cabine, avînd funcționare periodică numai în timpul ținerii unor conferințe sau congrese în sălile polivalente de la etajul respectiv.

Anunțarea publicului în legătură cu deservirea convorbirilor la cabine se face prin cîte o instalație de amplificare locală dotată cu microfon, amplificator și difuzor de 4 W.

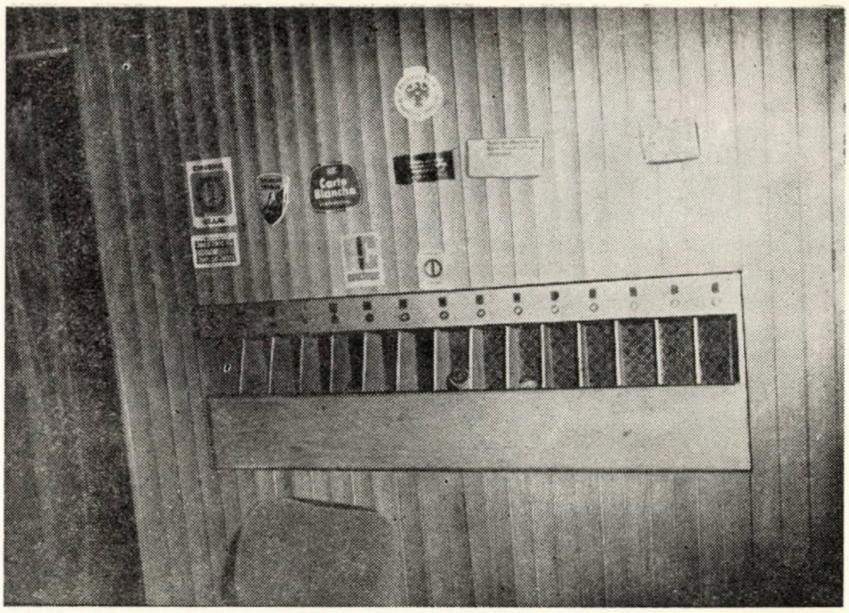
Oaspeții hotelului pot beneficia de serviciile centralei telex dotate cu patru aparate și conectată la centrala telegrafică automată București. Recepționarea textelor se face la teleimprimatoare cu imprimarea direct pe coală, iar transmiterea automată a acestora are loc după benzi ce au fost perforate în prealabil cu ajutorul dispozitivelor special prevăzute.

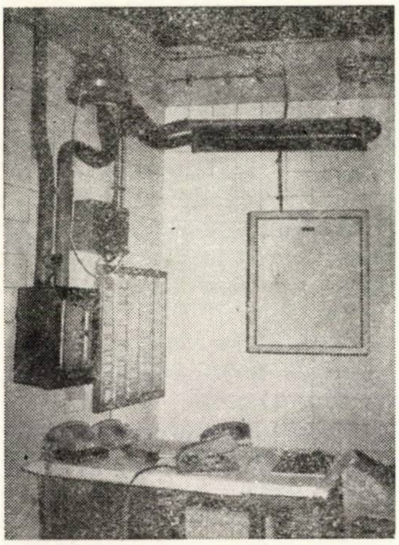
În vederea transmiterii operative și rapide a notelor de plată ale oaspeților de la diversele puncte de consumație către casieria centrală de la recepție, hotelul a fost dotat cu o instalație de poștă pneumatică.

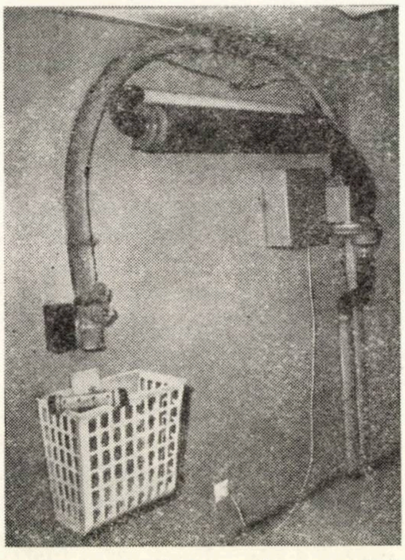
Instalația este de tip radial, cu 16 linii convergente la stația centrală situată în zona de manipulare a casierului de la recepție.

Turbinele de aer cu gabarit redus sînt montate la fiecare stație secundară și debitează aerul comprimat printr-un distribuitor dublu cu sertar, care produce circulația aerului pe tubulatura respectivă, fie într-un sens, fie în celălalt.

Tuburile sînt din PVC ușor, tratat antielectrostatic ; de asemenea coturile și mufele de îmbinare, iar transmiterea cartușelor se face prin punerea în funcțiune a turbinei de pe traseul respectiv. O dată cu sosirea cartușului la destinație, turbina este scoasă din funcțiune în mod automat.


Stația centrală de poștă pneumatică amplasată la casieria de la recepție


Stație secundară de poștă pneumatică cu turbină de aer, distribuitor și cutie de primire-expediere a cartușelor


Stație secundară de poștă pneumatică cu coș pentru primirea cartușelor

Sistemul de comandă la distanță al turbinelor este completat cu dispozitive de blocaj și semnalizare.

Pentru a se realiza o evidență permanentă și operativă a stării în care se află camerele de cazare (ocupat, liber, în curățenie, sau inspectat), hotelul a fost dotat cu o instalație specifică construcțiilor moderne de acest gen.

Instalația se compune dintr-o centrală, un sistem de electroalimentare, precum și din trei panouri de semnalizare montate la : casierie, recepție și la biroul intendentei șefe.

La eliberarea unei camere prin plecarea clientului, o dată cu facturarea notei generale de plată casierul acționează butonul aferent camerei respective. Prin aceasta se aprinde lampa roșie corespunzătoare camerei respective de pe cele trei panouri de semnalizare menționate mai sus.

Camerista intră la curățenie și introduce fișa de care dispune în placa tip priză instalată în camera respectivă, semnalizînd astfel prezența sa prin aprinderea lămpii galbene corespunzătoare de pe panoul intendentei șefe.

Inspectoarea, prin introducerea și scoaterea fișei sale în aceeași placă, provoacă stingerea lămpii galbene de la intendenta șefă și aprinderea lămpii verzi corespunzătoare de pe panoul de la recepție, existînd astfel evidența camerelor libere și curate ce pot fi repartizate noilor oaspeți ai hotelului.

Panoul de semnalizare de la recepție este completat cu rastele pentru fișele pasagerilor care ocupă camerele, iar în prelungirea acestuia se află un stelaj în care se introduc casete amovibile conținînd fișele de rezervare anticipată a camerelor, pregătite în prealabil la biroul special destinat acestui scop.

Pe timpul unei defecțiuni în alimentarea cu energie electrică a centralei, menținerea informațiilor privind starea camerelor se face cu ajutorul unei baterii de acumulatori cu nichel-cadmiu care menține în stare de funcțiune sistemul de comandă respectiv.

Lămpile de pe panouri se sting în timpul avariei, pentru reducerea consumului de curent, iar la revenirea tensiunii normale de alimentare, acestea se reaprind în situația anterioară.

În zona recepției unde există personal permanent, a fost amplasat un tablou central de semnalizare și comandă de la care se poate acționa și controla funcționarea unor instalații vitale din cuprinsul hotelului.

Se efectuează de aici comanda în trepte și pe zone a luminii de pe coridoare, din holul de la parter, iluminatul exterior, precum și a lămpilor de balisaj de la partea superioară a construcției.

Fiecare element de comandă este dublat cu cîte o lampă de semnalizare care indică situația circuitelor respective.

În mod analog se pot comanda pompele instalației de hidrofor de incendiu, sau se poate pune în funcțiune iluminatul de panică cu care este dotată sala mare polivalentă de la etajul I. Tot la acest tablou sînt concentrate semnalizările optice și acustice legate de centrala de avertizare a incendiului și de ușile speciale de evacuare către exterior pe care nu se circulă decît în caz de urgență.

Puterea instalată în hotel este de 1.200kW la lumină și 1900kW la forță, puterea absorbită fiind de 500 kVA la lumină și 1000 kVA la forță.

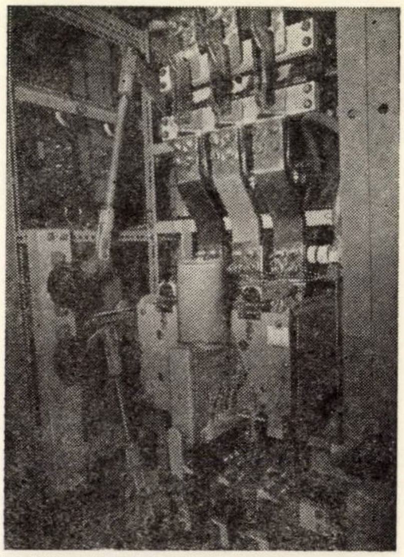
Alimentarea cu energie electrică a hotelului se face dintr-un post de transformare de abonat echipat cu două unități de 630 kVA pentru instalația de lumină și două unități de 1000kVA pentru instalația de forță.

Distribuția energiei electrice în instalație se face de la tabloul general avînd atît barele de lumină, cît și cele de forță secționate longitudinal.

Astfel, cele două secțiuni ale fiecărei distribuții lucrează în mod normal independent, alimentate fiind prin transformatorul respectiv.

În caz de avarie pe una din alimentările de înaltă tensiune sau la unul din transformatorii de lumină intră în acțiune dispozitivul AAR respectiv, care determină alimentarea ambelor secțiuni de bare din transformatorul rămas în funcțiune.

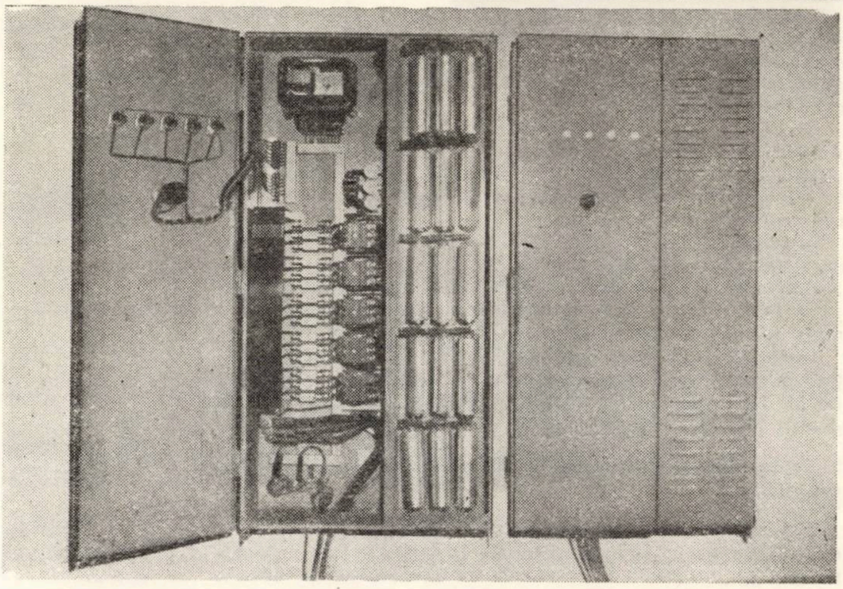
În mod analog a fost rezolvată și distribuția generală de forță la care însă s-a prevăzut în mod suplimentar un dispozitiv D.A.S. Acesta intră în acțiune simultan cu funcționarea dispozitivului AAR, deconectînd o serie de receptori care nu constituie instalații vitale ale hotelului.



Panoul de alimentare de 2000 A al tabloului general de joasă tensiune

Pentru situații de avarie generală în sistem, o serie de consumatori de gradul I urmează a fi preluați pe un grup electrogen cu pornire automată de 250 kVA. Acest grup poate asigura alimentarea instalației de iluminat de siguranță a agregatelor frigorifice aferente depozitelor alimentare, a pompelor de ape uzate, a pompelor de incendiu, precum și a unui ascensor de oaspeți.

După intrarea în regim a grupului electrogen în urma unei avarii în rețeaua de alimentare cu energie electrică, un sistem automat de programare comandă aducerea succesivă a cinci din cele șase ascensoare ale hotelului la etajul cel mai apropiat de poziția în care acestea au fost surprinse de apariția avariei. Aici, ascensoarele respective se opresc și rămîn cu ușile deschise pentru a permite ieșirea persoanelor blocate.



Stația automată de compensare a factorului de putere 2 × 150 kVA

După efectuarea operațiunii descrise mai sus, cel de-al șaselea ascensor intră în funcțiune și continuă a fi alimentat cu energie electrică din grupul electrogen automat.

Instalațiile de forță, prevăzute cu sisteme de automatizare, comandă la distanță și semnalizări, asigură funcționarea receptorilor electrici din bucătării, spălătorie, centrale de condiționare, stații de pompe și frigorifice. Tot în cadrul instalațiilor de forță a fost rezolvată și închiderea curții interioare printr-o poartă acționată cu troliu mecanic comandat de la distanță, din cabina portarului.

O serie de alte dotări, cum ar fi semnalizarea de incendiu, ceasuri electrice, căutare de persoane, intercomunicații și paratrăsnet, completează prevederile din domeniul instalațiilor electrice, care au rolul de a pune la dispoziția oaspeților și personalului hotelului mijloacele cele mai corespunzătoare de confort și exploatare.

Prin înzestrarea cu instalații moderne, executate la nivelul tehnicii contemporane, hotelul „Inter. continental București", se situează la nivelul celor mai renumite construcții similare din țară și străinătate.

CZ 691.87:692.554.001.002

ASPECTE TEORETICE ŞI EXPERIMENTALE PRIVIND LUNGIMEA DE TRANSMITERE, PRIN ADERENŢĂ, BETONULUI, A EFORTURILOR DIN ARMĂTURILE PREÎNTINSE

Ing. **GRIGORE MUNTEANU**
INCERC—Filiala Cluj

1. Interacţiunea oţel-beton

Fenomenul de aderenţă dintre oţel şi beton se manifestă diferit la betonul armat faţă de betonul precomprimat.

La betonul armat, în zonele extreme, unde de obicei se creează ancorajul, sub influenţa încărcărilor exterioare, prin întinderea barelor de oţel, se produce, datorită efectului Poisson, o micşorare a diametrului acestora, ceea ce face ca presiunea laterală ce s-a exercitat iniţial de către beton asupra barelor să se micşoreze pe măsură ce efortul de tracţiune din ele creşte. De asemenea, datorită aceluiaşi fenomen, prin alungirea barei betonul aderent ce înglobează în lung bara este solicitat la întindere.

La betonul precomprimat, o dată cu efectuarea transferului de efort de la cabluri la beton se produce, datorită aceluiaşi efect Poisson, o creştere a diametrului acestuia, iar consecinţa este punerea sub efort de compresiune a zonelor de beton ce înconjoară armăturile.

În funcţie de precizările de mai sus, se întîlnesc eforturi de aderenţă prin întindere (în cazul betonului armat) şi eforturi de aderenţă prin compresiune (în cazul betonului precomprimat), rezistenţa betonului la aderenţă prin întindere fiind mult inferioară celei de aderenţă prin compresiune.

Unele încercări menite să aprofundeze fenomenele dezvoltate în zonele de aderenţă prin compresiune au fost efectuate de M. L. P. Brice, M. Bichara, Guyon, Evans, Marshall şi alţii [1], [2], [3], [4], [5].

2. Transmiterea eforturilor din barele de oţel betonului înconjurător

Experienţele au arătat că eforturile exercitate la cele două extremităţi ale unei bare înglobate în beton nu se transmit uniform pe lungimea acesteia, deoarece o parte din eforturi sînt preluate şi transmise de către betonul aderent de bară.

În cazul betonului precomprimat cu sîrme aderente o dată cu efectuarea transferului, datorită eforturilor de aderenţă exercitate între sîrme şi beton, pe o oarecare porţiune a epruvetei de la capătul liber al acesteia (fenomenul fiind arătat în fig. 1, suprafaţa iniţială plană ABC se transformă într-o suprafaţă de revoluţie $AB'C$, punctul B considerat ca aparţinînd betonului ajungînd în B', iar cel considerat aparţinînd oţelului ajungînd în B'_2; atît timp cît conlucrarea oţel-beton nu este distrusă punctele B'_1 şi B'_2 coincid iar deplasarea $B - B'_2$ se notează cu g, ea reprezentînd aşa-zisa „intrare" a firului.

Aşa după cum rezultă şi din fig. 1, unui tronson de lungime dz îi corespunde o deplasare g la originea acestuia şi $(g + dg)$ la extremitatea lui, alungirea după direcţia dz fiind dg.

Alungirea unitară $\frac{dg}{dz}$ poate fi măsurată cu TER*.

Efortul de aderenţă τ reprezintă variaţia forţei din bară F, între două puncte vecine distanţate cu dz

$$\tau = \frac{dF}{dz} = A_a E_a \frac{d^2g}{dz^2} \qquad (1)$$

$$F = A_a\sigma_a = A_aE_a \frac{dg}{dz} \qquad (2)$$

$$\sigma_a = E_a \frac{dg}{dz} \qquad (3)$$

unde A_a — secţiunea barei,

E_a — modulul de elasticitate al barei

Aşa după cum rezultă din relaţiile de mai sus, devine posibilă trasarea diagramei efortului de aderenţă funcţie de deformaţiile zonei de beton.

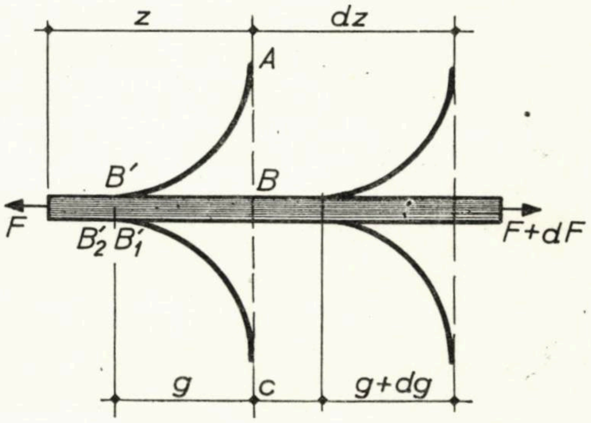


Fig. 1 — Deformaţiile elastice ale betonului în jurul barei de oţel după transfer

M. Brice a reliefat în diagrama din fig. 2 variaţia efortului de aderenţă funcţie de deformaţiile din zona de transmitere şi a arătat că curba tinde spre o valoare limită a efortului de aderenţă τ_{max} cînd deformaţiile continuă să crească.

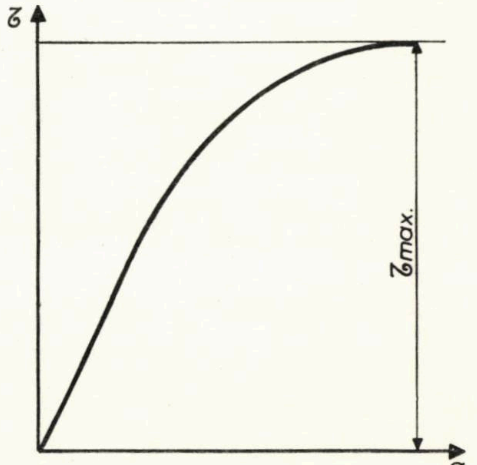


Fig. 2 — Diagrama de variaţie între efortul de aderenţă şi deformaţiile zonei de ancorare (după M. Brice)

Acelaşi autor arată în fig. 3 influenţa contracţiei betonului după turnare asupra armăturii, provocînd în aceasta eforturi de compresiune crescînde de la capătul barei spre mijlocul epruvetei, iar în beton eforturi de întindere.

---

* TER = traductor — electrorezistiv

M. Bichara a prezentat în graficul din fig. 4 variația eforturilor din armătură în diferitele puncte din lungul epruvetei, armătura fiind menținută sub efort de tracțiune constant.

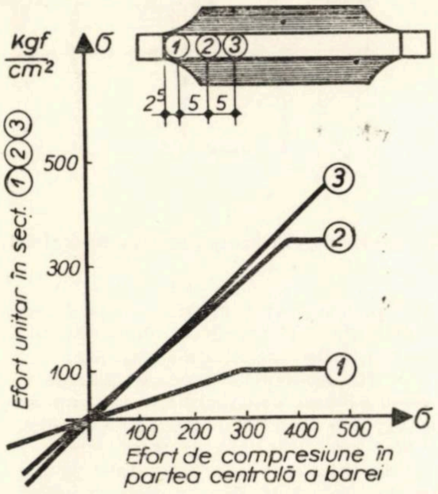


Fig. 3 — **Variația deformațiilor barei înglobate după întărirea betonului în punctele** 1, 2, 3, **funcție de efortul din partea centrală a barei**

Faptul că diagramele eforturilor din diferitele puncte ale barei tind să devină paralele, demonstrează că efortul de aderență, după terminarea creșterii din prima fază în același sens cu încărcarea, se stabilizează atunci cînd depășește o anumită valoare.

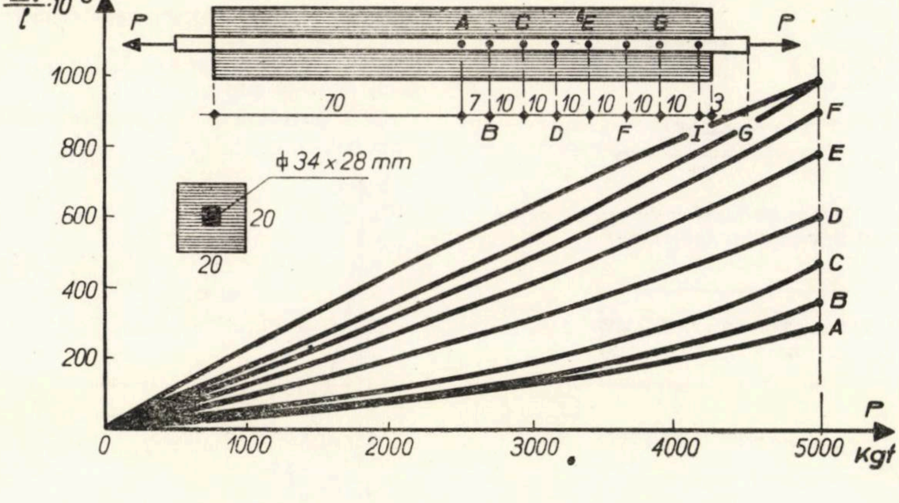


Fig. 4 — **Deformațiile oțelului înglobat în beton**

Alte încercări ale lui Bichara, redate în fig. 5 *a*, *b*, reprezintă variația deformațiilor funcție de eforturile de tracțiune (*a*) și a eforturilor de aderență (*b*) în lungul barei de oțel pentru diferite valori ale acelorași eforturi de tracțiune aplicate la cele două capete ale barei de oțel înglobate (cazul betonului armat).

Se observă din fig. 5 *a* influența exercitată de betonul înconjurător asupra diferitelor valori ale eforturilor din bară, valorile minime ale eforturilor din bară fiind atinse la mijlocul acesteia, unde de altfel și eforturile de aderență își schimbă semnul (fig. 5 *b*).

Din aceeași fig. 5. *b*, se observă cum, pentru un efort în cablu de 5 000 daN, pe o porțiune de aproximativ 13 cm de la capăt, ca urmare a desprinderii betonului de pe bară sub influența efectului Poisson, efortul de aderență este nul. Acest fenomen este specific aderenței prin tracțiune manifestat la betoanele armate pe cînd la betoanele precomprimate la care se produce aderența prin compresiune acest fenomen de desprindere nu se manifestă.

Cu ajutorul datelor din fig. 5*a*, *b* s-a constituit, în fig. 6, variația eforturilor în diferitele puncte ale oțelului în lungul epruvetei, funcție de deplasările oțelului în raport cu betonul.

Se observă din această figură că cele mai mari deplasări ale oțelului față de beton (ieșiri) se înregistrează la extremitățile epruvetei, iar pe măsura înaintării spre interiorul epruvetei se manifestă progresiv fenomenul de aderență dintre beton și oțel, care se opune deplasării oțelului în beton.

3. Funcțiunile ancorajului prin aderență în cazul betonului precomprimat

Ancorajul prin aderență este constituit de interacțiunea dintre firele de oțel inițial preîntinse, betonul turnat și întărit în jurul acestora în prima fază, precum și de transferul efortului din cablu către beton, care, la rîndul său, se încarcă cu eforturi de compresiune datorită fenomenului de aderență dezvoltat la contactul dintre fire și betonul întărit.

În fig. 7*a* se prezintă variația eforturilor de compresiune din betonul unei epruvete ce înglobează un fir ca rezultat al acțiunii firului asupra betonului, iar în fig. 7*b* se prezintă variația eforturilor de întindere din firul aceleiași epruvete ca rezultat al acțiunii betonului asupra firului.

La extremitățile epruvetei, atît eforturile de compresiune din beton, cît și eforturile de întindere din fire sînt nule, ele crescînd progresiv pe măsura îndepărtării de extremitățile libere ale epruvetei și tinzînd, urmînd legi de variație de aceeași formă, spre un maxim asimptotic ce practic poate fi considerat extremitatea lungimii de transmitere.

De la această lungime de transmitere eforturile de aderență devin practic nule, iar precomprimarea se consideră complet stabilită.

În cazul ancorajului prin aderență, o dată cu producerea transferului, în afara fenomenelor de distorsiune care transformă suprafețele inițial plane în suprafețe de revoluție (fig. 1 și fig. 8), se produce, așa cum s-a descris la punctul 2, sub influența efectului Poisson, mărirea în direcție transversală a diametrului oțelului și, ca o consecință a acestuia, se creează o presiune asupra betonului înconjurător.

Se precizează că ordinul de mărime al acestei deformații transversale (aprox. 0,001 mm) nu poate produce despicarea betonului înconjurător, ea dezvoltîndu-se în domeniul elastic și pe o adîncime de influență aproximativ egală cu diametrul firului.

O bună funcționare a unui ancoraj oțel-beton se verifică prin evidențierea de deformații în betonul înconjurător după transfer. În ipoteza unui beton de slabă rezistență, firul poate glisa în beton fără a produce despicarea acestuia, iar prin examinare exterioară fără măsurarea deformațiilor betonului, avertizarea acestei defecțiuni nu poate fi evidențiată.

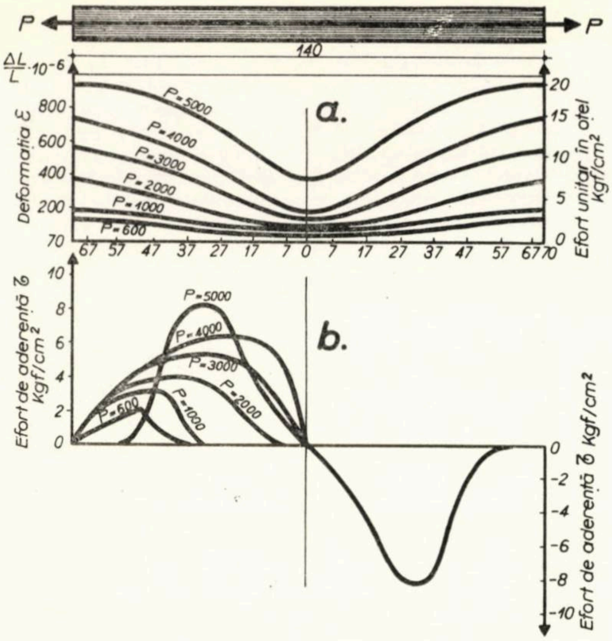


Fig. 5 — Variația eforturilor de tracțiune *a* și a eforturilor de aderență *b* în lungul barei de oțel înglobate, pentru diferite valori ale sarcinii *P*

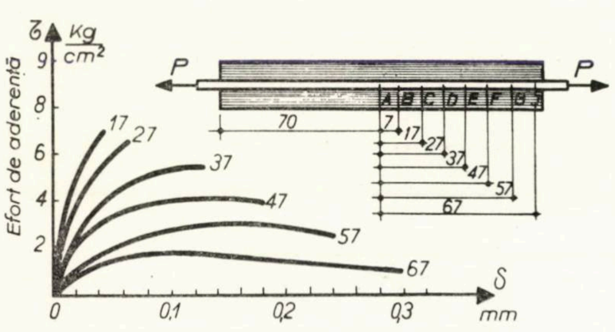


Fig. 6 — Variația eforturilor de aderență τ funcție de deplasările oțelului în raport cu betonul (δ)

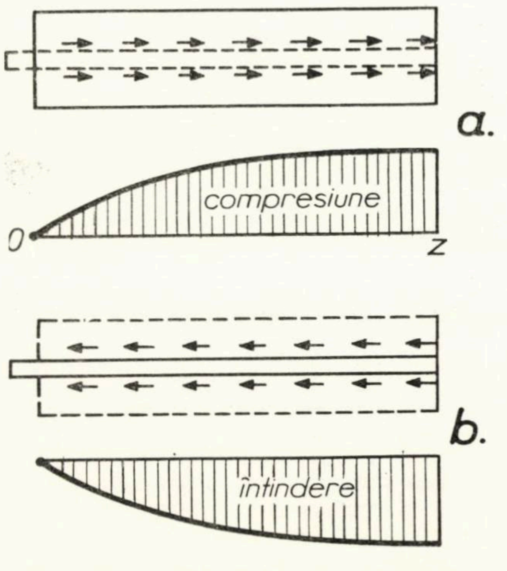


Fig. 7 — Eforturile exercitate de fir asupra betonului (*a*) și de beton asupra firului (*b*)

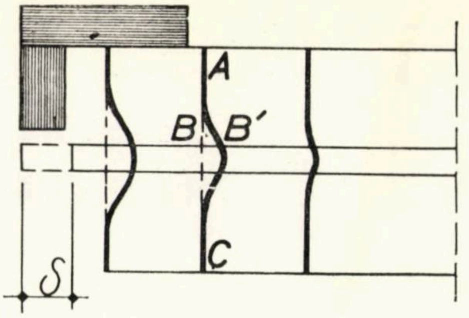


Fig. 8 — Intrările firului δ și distorsiunile diferitelor secțiuni de beton față de poziția inițială

4. Deplasările firului față de beton după transfer și deformațiile betonului.

Pentru a se stabili legea de variație a formei depresiunii *BB'* din fig. 8, s-au efectuat diferitele încercări, dintre care atrag atenția experimentările STUP* constînd din :

Întinderea la 110 kgf/mm² și blocarea într-un cadru metalic cu traverse a 3 buc. sîrme trefilate Ø 3 mm grupate cîte 4, urmată de turnarea după 2 zile a unei dale de beton de 0,12 m grosime și marcă 140—180 kgf/cm² peste sîrmele enumerate și în gabaritul din interiorul cadrului metalic de 0,36 × 4,00 m.

Prevederea la turnare în dală a diferite goluri de 5 cm lungime, astfel încît să poată fi vizitată armătura și să poată fi măsurate deplasările relative ale armăturilor față de beton după transfer.

Rezultatele măsurătorilor sînt prezentate în tabelul 1 și în diagrama din fig. 9*a* unde s-a notat cu *z* abscisa secțiunii *ABC*, originea fiind considerată la extremitatea liberă a capătului firului (fig. 10). După transfer, suprafețele inițial plane *ABC*, *DEF* se transformă în suprafețele *AB'C*, *DE'F*, iar *BB'*, *EE'* reprezintă deplasările notate cu *g*. Notînd cu :

A_p — secțiunea firului,

σ_k — efortul unitar din bară înaintea transferului,

σ_p — efortul unitar din bară după transfer în punctul de abscisă *z*,

σ_p — efortul unitar din bară după transfer în afara lungimii de transmitere,

A_b — secțiunea de beton a epruvetei.

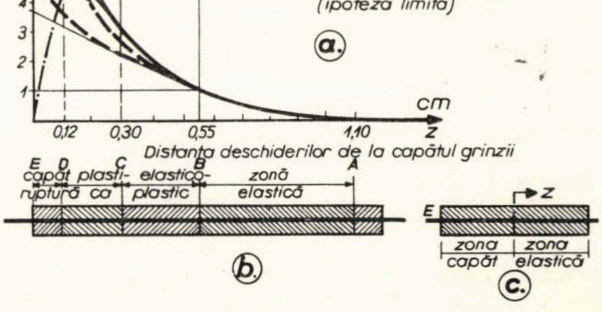


Fig. 9 — *a* — Variația deplasării *g* a firului în raport cu betonul și a tensiunii σ_p în fir, a eforturilor de aderență τ. (Incercări efectuate de laboratorul STUP pe o dală de beton de 12 cm grosime Re=140—180 kgf/cm², armare 4 Ø 3 mm)

b — Succesiunea de zone pe lungimea de ancorare (după M. Brice)

c — Succesiunea simplificată pe faze (după M. Brice)

---

* STUP = Société Technique pour l'Utilisation de la Précontrainte

Tabelul 1

Distanța la extremitatea liberă (cm)	Deplasări după 15′ (mm)	Deplasări după 4 zile (mm)
0	1,20	1,50
30	0,30	0,40
110	0,10	0,10
165	0,00	0,00
110	0,00	0,00
55	0,10	0,10
12	0,70	0,95
0	1,00	1,10
110	0,00	0,00
80	0,00	0,00

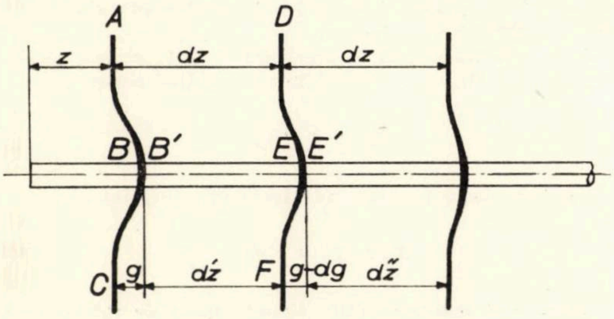


Fig. 10 — Mărimea intrărilor în funcție de poziția tronsonului elementar

Așa după cum rezultă din fig. 10, tronsonul de mărime *dz* înainte de transfer devine *d′z* după transfer, mărimea deplasării din punctul *z* este *g*, iar din punctul $z + dz$ este $g - dg$·

$$d'z = dz - g = dz - \varepsilon dz = dz\,(1-\varepsilon) = dz\left(1 - \frac{A_p\sigma_p}{A_bE_b}\right), \qquad (4)$$

$$d''z = dz - (g - dg) = dz - g + dg = d'z + dg =$$

$$= dz\left(1 - \frac{A_p\sigma_p}{A_bE_b}\right) + dg \qquad (5)$$

Din condiția de egalitate a scurtării tronsonului de beton *dz*, cu scurtarea oțelului înglobat sub acțiunea variației de efort din momentul preîntinderii inițiale (σ_k) pînă după transfer (σ_p), rezultă relația :

$$\frac{A_p\sigma_p}{A_bE_b}\,dz = \frac{\sigma_k - \sigma_p}{E_p}\,dz \qquad (7)$$

După efectuarea notației $E_p : E_b = n_p$; $A_p : A_b = \overline{\mu}$ și neglijarea termenului μn_p, se obține din ecuația (7), pentru σ_p, valoarea :

$$\sigma_p = \sigma_k - E_p\,\frac{dg}{dz} \qquad (8)$$

Rezultă din ecuația (8) că efortul unitar după transfer din armătura pretensionată, într-un punct de abscisă *z*, este egal cu efortul unitar de pretensionare inițială, mai puțin produsul dintre mărimea modulului de elasticitate al armăturii pretensionate și mărimea alungirii unitare $dg : dz$ măsurată la distanța *z*.

Pentru poziția punctului în afara lungimii de transmitere, adică pentru un *z* foarte mare, se poate admite

$$\sigma_p = \bar{\sigma}_p = \sigma_k \qquad (9)$$

$$\frac{dg}{dz} = 0 \qquad (10)$$

iar ecuația (8) devine :

$$\sigma_p = \bar{\sigma}_p - E_p\,\frac{dg}{dz} \qquad (11)$$

Unele încercări de laborator au stabilit pentru $E_p = 19300$ daN/mm²; $\frac{dg}{dz} = \frac{1{,}2}{220}$ este valoarea pantei la origine unde de asemenea, $\sigma_p = 0$; rezultă $\sigma_k = 105$. Înlocuindu-se valorile de mai sus în relația (8) se obține :

$$\sigma_p = \sigma_k - 105 \qquad (12)$$

Evidențiind din curba experimentală de variație a lui *g* funcție de *z*, valorile $dg : dz$ pentru cîteva valori ale lui *z*, cu ajutorul relației (8) pot fi calculate, așa cum rezultă din tabelul 2, valorile σ_p, iar în fig. 9*a* pot fi urmărite valorile lui σ_p și τ funcție de abscisa *z*.

Tabelul 2

z (m)	$dg : dz$	$\sigma_p = 105 - 19300\,\frac{dg}{dz}$	
0,12	0,7 :200	44	da N/mm²
0,30	0,3 :230	80	,,
0,55	0,55 :118	96	,,
1,10	0,10 :220	105	,,

În ceea ce privește variația eforturilor de aderență, după Bichara se admite valoarea 0 la extremitatea epruvetei cu toate că la această față liberă se manifestă umflarea firului și, ca o consecință a acesteia se poate creea un efort de compresiune la intrare, efort ce nu poate duce la schimbări esențiale în ceea ce privește variația efortului de aderență.

Totuși, trebuie admis că diagrama lui τ pornește de la o extremitate urcînd foarte rapid și atingînd valoarea estimată la o distanță foarte mică de extremitate.

Pentru evidențierea eforturilor din beton au fost efectuate numeroase încercări de către Evans [4], Marshall [5], Guyon etc, iar în fig. 11 se arată unele rezultate obținute de Marshall pe grinzi precomprimate cu 12 fire Ø 2 de dimensiuni 10 × 10 × 330 cm.

În diagramele acestei figuri este evidențiată variația contracției unitare a betonului epruvetelor în lungul acestora sub influența efortului din cablu la transfer. Rezultă din aceste diagrame că contracțiile betonului pornesc de la valoarea 0 la extremitatea epruvetelei și crescînd foarte repede, ating un palier la o distanță variind între 60 diametre după 1 zi și 90 diametre după un an.

Comisia mixtă RILEM/CEB/FIB [6] evidențiează în recomandările sale mărimea lungimii de transmitere a eforturilor din oțel la beton pe baza mărimii deformațiilor din beton la 7 zile de la transfer.

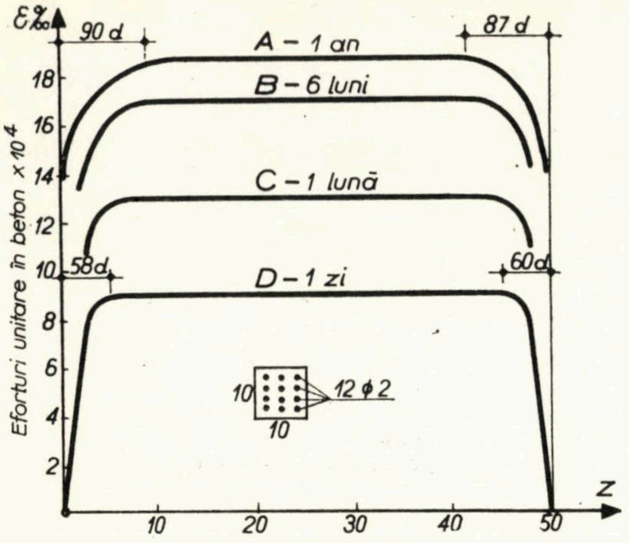


Fig. 11 — Variaţia contracţiei unitare a betonului în lungul grinzii (după M. Marshall)

5. Legea de variaţie a tensiunii în fir.

Considerînd că eforturile unitare de aderenţă τ' sînt în legătură strînsă cu deplasările g ale firului faţă de beton şi că legea de variaţie este analogă celei de la aderenţa prin tracţiune, se disting următoarele stadii aferente unor porţiuni-zone :

a — *stadiul elastic*, în care se presupune că efortul de aderenţă este proporţional cu deplasarea firului în beton.
$\tau = k_g$;

b = *stadiul elastoplastic* caracterizat prin creşterea lui τ τ într-un ritm mai încetinit decît g;

c — *stadiul plastic*, caracterizat prin creşterea deplasării firului în beton la un efort de aderenţă constant ;

d — *stadiul de capăt* caracterizat printr-o valoare a lui τ inferioară celorlalte stadii, ea menţinîndu-se egală ca mărime, independent de deplasările firului în beton ($\tau_1 = \tau_m$, v. fig. 12).

Succesiunea acestor stadii este prezentată în fig. 9*b*, ea fiind stabilită de M. Brice.

Succesiunea simplificată de faze a fost, de asemenea, stabilită de Brice şi ea se reduce, aşa cum se arată în fig. 9*c*, la o zonă elastică şi la o zonă de capăt, motivîndu-se această simplificare prin faptul că racordarea elasto-plastică este foarte mică, iar între zona plastică şi zona de capăt există în mare măsură identitate.

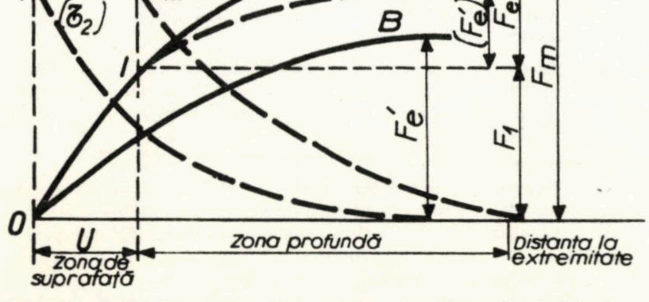


Fig. 12 — Variaţia eforturilor unitare de aderenţă pe lungimea de ancorare în ipoteza legăturilor prin frecare

Aceste ipoteze simplificatoare, corespunzătoare stadiilor respective, permit formularea următoarelor legi de variaţie a tensiunii în fire pe lungimea de transmitere.

5. 1. Conlucrarea elastică

Fiind vorba de o conlucrare elastică, cu poziţia punctului în afara lungimii de transmitere, pentru exprimarea mărimii efortului unitar din bară după transfer se porneşte de la ecuaţia (11), căreia i se pun următoarele condiţii :

— se consideră valoarea ei algebrică

$$\sigma_p = \sigma_{\bar{p}} + E_p \frac{dg}{dz} \tag{13}$$

— se admite pentru stadiul elastic relaţia

$$\tau = k_g \tag{14}$$

— se consideră ipoteza succesiunii simplificate de faze, prin admiterea originii în B' şi pornindu-se înspre zona elastică cu abscisa z (fig. 9*c*) ;

— se consideră efortul în armătură $F = A_p, \sigma_p$ variabil în lungul armăturii, ceea ce permite să se obţină relaţia :

$$dF = A_p d\,\sigma_p \tag{15}$$

— se ţine seama de relaţia (1), iar relaţia (15) devine :

$$A_p\, d\,\sigma_p = \tau\, dz \tag{16}$$

Considerînd egalitatea (16), ţinînd seama de relaţia (14), de variaţia mărimii g funcţie de z, după derivarea relaţiei (16) şi exprimarea lui $dg : dz$ din această relaţie şi din relaţia (13), se obţine egalitatea :

$$\frac{\sigma_{\bar{p}} - \sigma_{\bar{p}}}{E_p} = \frac{A_p d^2 \sigma_p}{k\, d^2 z} \tag{17}$$

din care, după integrare, se ajunge la o ecuaţie generală de forma :

$$\sigma_p = \sigma_{\bar{p}} + A\, e^{\frac{z}{\lambda}} + B_e^{-\frac{z}{\lambda}} \tag{18}$$

După determinarea coeficienţilor de integrare A şi B din condiţiile iniţiale

$$z = 0 \qquad \sigma_p = \sigma_{p1} \tag{19}$$

$$z = \infty \qquad \sigma_p = \sigma_{\bar{p}} \tag{20}$$

şi înlocuirea lor în ecuaţia generală (18), unde s-a notat cu

$\lambda = \sqrt{\dfrac{E_p A_p}{k}}$, se ajunge la soluţia generală

$$\sigma_p = \sigma_{\bar{p}} - (\sigma_{\bar{p}} - \sigma_{p1})\, e^{\frac{z}{\lambda}} \tag{21}$$

Rezultă din ecuaţia (21) că efortul unitar după transfer din armătura pretensionată, situată în zona de conlucrare elastică, este egal cu efortul unitar după transfer din afara lungimii de transmitere mai puţin produsul dintre mărimea exponenţială $e^{\frac{z}{\lambda}}$ şi diferenţa dintre efortul unitar după transfer din afara lungimii de transmitere şi efortul unitar din armătură din punctul situat în originea coordonatei z (în general capătul epruvetei).

5. 2. *Conlucrarea prin frecare*

Efortul de aderență pe unitatea de lungime $\tau_1 = \pi d \tau_1'$, unde τ_1' este efortul unitar limita de aderență înainte de producerea alunecării este constant pe toată lungimea EB'. Legea tensiunii în fir pe această porțiune este liniară crescătoare pornind de la 0 la extremitate și atingînd în B' (originea sistemului de axe) valoarea τ_{p1}.

Ținînd seama de cele precizate mai sus, precum și din urmărirea figurii 12 rezultă :

— Atît timp cît efortul F_m din armătură nu depășește o oarecare mărime F_e' conlucrarea pe lungimea de transmitere este elastică, mărimea efortului din armătură într-un punct oarecare fiind dată de relația (21) în care $\sigma_{p1} = 0$:

$$\sigma_p = \sigma_{\bar{p}} \left(1 - e^{-\frac{z}{\lambda}}\right) \tag{22}$$

— Cînd efortul F_m din armătură depășește mărimea F_e', în zona de suprafață (capăt) se formează o conlucrare plastică, iar în zona de profunzime se menține conlucrarea elastică. Se amintește faptul că în zona de suprafață efortul de aderență ia valoarea limită $\tau_1 = \tau_m$, pe cînd în zona profundă efortul de aderență descrește după o lege exponențială :

$$\tau = \Pi \cdot d\tau_1' \, e^{-\frac{z}{\lambda}} = \tau_1 \tag{23}$$

— Capacitatea de conlucrare a forței din cablu se repartizează între cele două zone, zona profundă preia mărimea F_e, iar diferența $F_1 = F_m - F_e$ este preluată de zona de suprafață (capăt) unde $F_1 = U\tau_1$, iar U și λ sînt lungimea zonei de suprafață, respectiv de profunzime.

Ținînd seama de cele precizate mai sus și de cele arătate în fig. 12, se obține relația :

$$F_m = F_1 + F_e = U\tau_1 + F_e \tag{24}$$

Pentru calculul efortului din cablu din zona elastică F_m este necesar să se țină seamă de mărimile anterior stabilite pentru λ și τ (14), precum și de mărimea lui F_e :

$$F_e = \tau_1 \lambda = \pi \cdot d\tau_1' \lambda \tag{25}$$

În ceea ce privește influența variațiilor de efort din fir asupra conlucrării dintre fir și beton se fac următoarele precizări :

În grinzile precomprimate prin fire preîntinse, o dată cu efectuarea transferului se produce o scurtare instantanee a betonului care se continuă în timp și cauzează, în special în zona interioară a grinzii, o micșorare a tensiunii din fir.

În zona de suprafață (capăt) se manifestă, între fir și betonul înconjurător, o conlucrare plastică.

În exploatare se creează variații numeroase de încărcări, ceea ce duce la creșterea efortului de ancorare și a tensiunilor din fir. O parte din eforturile de ancorare amintite, sînt preluate de către capacitatea de forfecare dintre oțel și beton pe partea curentă a grinzii iar în cazul grinzilor relativ scurte, ele sînt preluate, prin aceleași eforturi, din zonele de ancorare.

M. Brice consideră că eforturile care s-au dezvoltat la transfer în fir și în beton, în zona plastică (de suprafață), nu se mai modifică în timp, porțiunea 0 I din diagrama arătată în fig. 12 rămînînd de asemenea, constantă.

Variația eforturilor la transfer și sub acțiunea suprasarcinilor este redată de curba F_m, a eforturilor de ancorare elastică de curba F_e', iar legea de variație a eforturilor de aderență în lungul epruvetei este dată de curbele τ_m, respectiv (τ_2).

M. Brice explică, de asemenea, variația rezistențelor din grinzile cu fire pretensionate solicitate la sarcini de lungă durată prin formarea, la fiecare extremitate a acestora, a unor zone unde eforturile de aderență nu variază, iar la adăpostul acestora o zonă centrală supusă la eforturi alternative, fără ca limita elastică de aderență F_e' să fie atinsă, respectiv eforturile să rămînă inferioare valorii limită OI, respectiv F_1.

Aceste puncte de vedere pot fi modificate în cazul utilizării transferului brusc, a sîrmelor de suprafață lisă sau a sîrmelor foarte apropiate sau cînd se recurge la beton fluid de calitate mediocră.

6. Evaluarea lungimii caracteristice a ancorajului elastic pe baza deformațiilor măsurate (λ, mt)

Luîndu-se în considerare cele precizate în cap. 5, curba de variație a deplasării firului în beton reprezentată în fig. 9*a*, va trebui să fie o parabolă în zona de suprafață unde conlucrarea oțelului-beton este plastică și o exponențială în zona profundă unde conlucrarea este elastică.

Considerînd U punctul de separație între zona plastică și elastică de abscisă u și ordonată g_1 ecuația exponențială este :

$$g = g_1 e^{-\frac{z-u}{\lambda}} \tag{26}$$

Exponențială se bucură de proprietatea cunoscută că subtangenta este constantă ($mt = ct$) ; pentru $z - u = 0$, se obține :

$$\frac{dg}{dz} = \frac{1}{\lambda} g_1 \, e^{-\frac{z-u}{\lambda}} = -\frac{g}{\lambda} \text{ ori} \tag{27}$$

$$\frac{g}{mt} = \frac{dg}{dz} \text{ de unde } mt = \frac{g}{\frac{dg}{dz}} = -\lambda \tag{28}$$

Rezultatele experimentale prezentate în fig. 9*a* au arătat, pentru subtangentă, o valoare constantă $\lambda = 22$ cm, iar din ecuația (26), dînd lui z diferite valori, se obține :

pentru $z = 0$ $\quad g = g_0 = 1{,}2$ mm

pentru $z = 12$ cm $\quad g = g_0 e^{-\frac{12}{22}} = \frac{1{,}2}{1{,}722} = 0{,}7$ mm.

pentru $z = 30$ cm $\quad g = g_0 e^{-\frac{30}{22}} = \frac{1{,}2}{3{,}89} = 0{,}3$ mm

pentru $z = 110$ cm $\quad g = g_0 e^{-5} =$ neglijabil

Pentru exemplul din fig. 9*a*, unde $\lambda = 22$ cm, iar intrarea g a putut fi măsurată, se poate calcula valoarea efortului τ de aderență utilizînd relația (12) $\tau = kg$, iar valoarea lui k din

$$k = \frac{E_p \, A_p}{\lambda^2} = \frac{20\,000 \times 0{,}07}{22^2} = 290 \text{ daN/cm}^2$$

Valoarea lui τ rezultă și din construcția grafică, care la rîndul ei depinde de exactitatea măsurătorilor, iar în cazul în speță de caracteristicile firelor și betonului ce au servit la confecționarea epruvetei.

7. Unele precizări cu privire la poziția punctului de separație dintre cele două zone de ancorare

Rezultatele încercărilor la aderență prin tracțiune au arătat că conlucrarea prin frecare devine constantă cînd deformațiile oțelului ating valoarea 2/10.000 adică 0,0002, respectiv cînd efortul în oțel atinge valoarea 4 daN/mm² respectiv 400 daN/cm².

Cum această valoare este rezultatul unei variații a efortului de la o valoare inițială de calcul și nu valoarea sa absolută, se poate trage concluzia că conlucrarea prin frecare de mărime constantă poate să apară pe o porțiune a zonei profunde apropiată de extremitatea unde efortul în oțel devine 4 daN/mm². Pentru efortul unitar din cablu $\sigma\bar{p} = 100$ daN/mm², poziția punctului de separație se caută pornindu-se de la extremitatea epruvetei cu o variație liniară pînă la atingerea valorii de

100 — 4 = 96 daN/mm², ancorajului elastic revenindu-i 4 daN/mm².

Cele arătate mai sus se referă la aderența prin tracțiune, ori în cazul betonului precomprimat manifestîndu-se aderența prin compresiune, legile de variație a eforturilor din fire sînt diferite de acelea ale aderenței prin tracțiune.

O primă explicație a acestor neconcordanțe este atribuită faptului că nu se poate conta pe o valoare constantă a efortului unitar de aderență în zona de conlucrare prin frecare, deoarece aderența depinzînd de fenomenul de frecare, efortul de aderență unitar va trebui să fie proporțional cu coeficientul de frecare dintre oțel și beton și cu mărimea presiunii laterale ce se exercită între oțel și beton. Dacă însă se face ipoteza că această presiune laterală este proporțională cu variația de tensiune $\sigma_k - \sigma_p$ din cablu, se obține o lege de variație de formă exponențială.

A doua explicație a fost sugerată de M. Bichara, care a pornit de la ipoteza că zona de frecare a apărut în momentul cînd conlucrarea dintre oțel și beton a fost distrusă (ruptă). Ruptura fiind prin compresiune, spre deosebire de cea produsă prin tracțiune (a se compara forma depresiunii *BB'* din fig. 1 cu cea din fig. 10), se produce pentru deformații mult mai mari, așa după cum de altfel s-a explicat și în cap. 1.

Unele rezultate experimentale (fig. 11) au confirmat că:

— pentru o creștere a tensiunii din fir de la 0 la 100 daN/mm² se dezvoltă o porțiune de variație lineară de 30 daN/mm² și o altă porțiune de variație exponențială de 70 daN/mm²;

— pentru o creștere a tensiunii în fir de la 0 la 157 daN/mm² se dezvoltă o porțiune de variație lineară de 87 daN/mm² și o altă variație exponențială de 70 daN/mm².

Se constată că, în ambele exemple, porțiunea exponențială se menține întotdeauna sensibil aceeași.

8. Relația între intrarea firului la capătul epruvetei și lungimea de transmitere

Din cele arătate pînă în prezent cu privire la ancorajul prin aderență, în cazul betonului precomprimat, rezultă că lungimea de transmitere a efortului de la oțel la beton prin metoda „intrării" se determină prin măsurarea intrării firului în beton, respectiv a depresiunii *BB'* evidențiată în fig. 10.

Tehnologia măsurării, destul de simplă, constă, așa cum se arată și în fig. 8 din fixarea unui reper pe beton care să permită urmărirea deplasării după transfer a unui reper fix marcat pe fir. Reperul fix se montează cît mai aproape de capătul epruvetei spre a se influența într-o cît mai mică măsură intrarea firului față de scurtarea liberă a oțelului pe porțiunea reper-capăt epruvetă.

La stabilirea lungimii de transmitere funcție de mărirea intrării „*g*" a firului la origine (capăt) se fac, după Guyon, două ipoteze:

a — *Variația tensiunii în fir este exponențială* pe toată lungimea, ceea ce conduce spre următoarele relații:

$$g = g_0\, e^{-\frac{z}{\lambda}} \tag{29}$$

$$\frac{dg}{dz} = -\frac{1}{\lambda}\, g_0\, e^{-\frac{z}{\lambda}} \tag{30}$$

$$\text{pentru } z = 0,\ \frac{dg}{dz} = -\frac{g_0}{\lambda} \tag{31}$$

Se știe că pentru o variație exponențială a tensiunii în fir $\frac{dg}{dz}$ este proporțional cu variația tensiunii $\sigma_k - \sigma_p$. De asemenea, la extremitatea epruvetei avînd $\sigma_p = 0$, iar $\frac{dg}{dz} = \varepsilon = \frac{\sigma_k}{E_p}$ se obține $\frac{dg}{dz} = -\frac{\sigma_k}{E_p} = -\frac{g_0}{\lambda}$ (32) de unde

$$\lambda = \frac{E_p}{\sigma_k}\, g_0 \tag{33}$$

b — *Variația tensiunii în fir este lineară* pe toată lungimea. (Această ipoteză practic nu există deoarece se află întotdeauna o porțiune unde efortul de tracțiune din fir este ancorat elastic).

Pe baza ipotezei $\sigma_p = t_1 z$, pe lungimea de transmitere u, scurtarea firului Δu coincide cu mărimea intrării g_0 ($\Delta u = g_0$), iar variația tensiunii medii este $\frac{\sigma_{\bar p}}{2}$ Se obține:

$$\frac{\Delta u}{u} = \frac{\sigma_k}{2} \cdot \frac{1}{E_p} \text{ de unde } u = 2\,\frac{E_p}{\sigma_k} = 2\,\lambda \tag{34}$$

Exemplificare

Pentru $\sigma_k = 100$ daN/mm², $E_p = 20.000$ daN/mm²;

$$\lambda = 200\ g_0;\quad u = 400\ g_0\quad \frac{\lambda}{200} = \frac{u}{400}$$

de unde: $u = 2\lambda$

— Ca o consecință a celor rezultate mai sus se poate considera că în prima ipoteză lungimea de transmitere se dezvoltă pe o lungime 3λ, ceea ce influențează mărimea efortului din fir dat din relația (22) făcînd $z = 3\lambda$ într-un punct oarecare, după cum urmează:

$$\sigma_p = \sigma_{\bar p}\,(1 - e^{-\frac{z}{\lambda}}) = \sigma_{\bar p}\,(1 - e^{-3}) = 0{,}95\,\sigma_{\bar p}\,, \tag{35}$$

adică efortul în fir, într-un punct oarecare, după transfer atinge 95% din efortul atins de fir la mare adîncime.

— Luînd în discuție cea de-a doua ipoteză care, așa cum s-a precizat la pct. b, este practic irealizabilă, pentru a se compensa porțiunile de beton presupuse ancorate elastic în oțel este necesară majorarea lungimii de transmitere u cu o cantitate certă. În consecință se admite, în toate cazurile că lungimea de transmitere este, pentru un efort unitar în fir de 100 daN/mm², de ordinul 500—600 g_0.

— În ceea ce privește efortul maxim de aderență pe unitatea de lungime el este $\tau = \frac{F_m}{\lambda}$ pentru prima ipoteză și $\tau = \frac{F_m}{u}$ pentru a doua ipoteză.

În ceea ce privește ordinul de mărime a lui σ pentru un efort unitar în cablu de 100 daN/mm², se consideră rezonabil ca pentru numitor să se ia valoarea medie între $\lambda = 200\ g$ și $u = 400\ g_0$, adică 300 g_0 rezultînd:

$$\tau = \frac{F_m}{300\, g_0} \tag{35}$$

9. Încheiere

Fenomenul de interacțiune dintre oțel și beton se manifestă diferit la elementele din beton armat față de cele din beton precomprimat.

În cazul elementelor din beton armat solicitate la încovoiere prin întinderea barelor de oțel se produce în plan transversal o micșorare a diametrului acestora, ceea ce conduce la micșorarea presiunii laterale ce s-a exercitat inițial de către beton asupra barelor de oțel, iar în plan longitudinal, pe măsura creșterii efortului de tracțiune din bară, respectiv a alungirii acesteia, se produce în betonul aderent, ce înglobează în lung bara, o solicitare de întindere.

La betonul precomprimat, o dată cu efectuarea transferului de efort de la cabluri la beton, se produce o creștere a diametrului acestora, iar consecința este punerea sub efort de compresiune a zonelor de beton ce înconjoară armătura. Ordinul de mărime al acestei deformații transversale (aprox. 0,001 mm) nu poate provoca despicarea betonului înconjurator, deoarece ele se dezvoltă în domeniul elastic și pe o adîncime de influență aproximativ egală cu diametrul firului.

După efectuarea transferului pe o oarecare porțiune a epruvetei, începînd cu capetele acesteia se produc deformații ale betonului și deplasării (intrări) ale firelor față de poziția lor dinainte de transfer.

Pentru stabilirea ecartului de variație a tensiunii din firele înglobate în beton se remarcă propunerile de zone de conlucrare oțel-beton făcute de M. Brice.:

a — zona elastică unde eforturile de aderență sînt considerate proporționale cu deplasarea firelor în beton;

b — zona elasto — plastică, caracterizată prin creșterea deplasării firelor în beton la eforturi de aderență constante;
c — zona de suprafață sau de capăt, caracterizată prin deplasări mari ale firelor în beton la efort de aderență inferior celorlalte stadii.

Succesiunea simplificată de faze propusă de același autor se reduce la
a — o zonă elastică și
b — o zonă de capăt.

Pe baza considerentelor teoretice dezvoltate în cuprinsul cap. 5, legea de variație a tensiunii în fir, considerînd zona de conlucrare elastică, este dată de relația generală (21):

$$\sigma_p = \sigma_{\overline{p}} - (\sigma_{\overline{p}} - \sigma_{p1})\, e^{\frac{z}{\lambda}}$$

iar pentru ipoteza simplificatoare cînd originea conclucrării elastice coincide cu extremitatea epruvetei ($\sigma_{p1}=0$) ea este dată de relația (22)

$$\sigma_p = \sigma_{\overline{p}}\,(1 - e^{-\frac{z}{\lambda}})$$

Pe baza acelorași considerente s-a stabilit că curba de variație a deplasării firului în beton este o parabolă sau liniară în zona de suprafață u și o exponențială în zona profundă λ, iar mărimile acestor zone sînt date de relațiile (33) și (34) stabilite de Guyon:

$$\lambda = \frac{E_p}{\sigma_k}\, g_0 \text{ și } u = 2\,\frac{E_p}{\sigma_k}\, g_0$$

ele reprezentînd, prin însumare, mărimea l a lungimii de transmitere.

Conlucrarea prin frecare dintre beton și armătură se produce din momentul alunecării armăturii în beton, cînd efortul unitar de aderență depășește valoarea maximă limită și cînd echilibrul elastic este distrus.

Se consideră că unele aspecte teoretice prezentate în cuprinsul acestui articol, împreună cu cele teoretico-aplicative prezentate anterior [7], vor contribui la o mai bună cunoaștere a noțiunii de lungime de transmitere prin aderență.

BIBLIOGRAFIE

[1] **BRICE P. L. M.**: *Adhérence des barres d'acier dans le béton.* AIBTP nr. 179/1951.

[2] **BICHARA M.**: *Etude du problème de l'adhérence dans le béton armé.* C.C.S.T.B. Caiet nr. 117 și 127, Paris, 1951.

[3] **GUYON Y.**: *Béton précontraint.* Eyrolles, Paris, 1953.

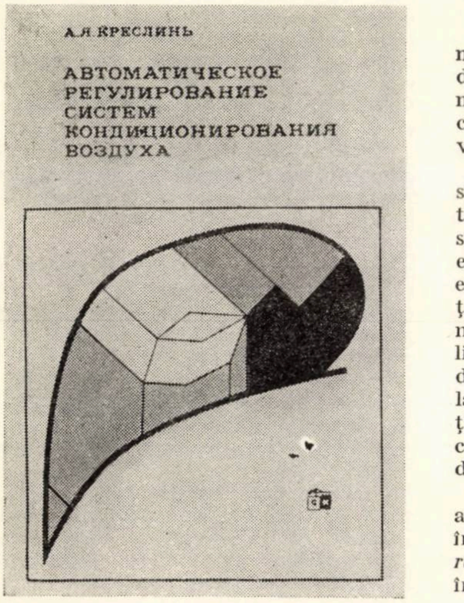
[4] **EVANS R. H., ROBINSON G. W.**: *Bend stresses in prestressed concrete from X-ray photographs.* Proc. Inst. Civil Engnrs. January, 1955.

[5] **MARSHALL G.**: *End anchorage and bond stress in prestressed concrete*, Mag of Concrete Research 3, 1949.

[6] **COMMISION RILEM-CEB-FIP**: *Essais et Spécifications pour les Armatures de Béton Armé et de Béton Précontraint* Matériaux et Constructions, essais et recherches, mai-juin 1970, vol. 3, nr. 15.

]7] **MUNTEANU GRIGORE**: *Metode de determinare a lungimii de transmitere l_t și de ancorare l_a prin aderență în betoanele precomprimate.* Revista „Construcții" nr. 12/1972 pag. 32—39.

RECENZII


А.Я.КРЕСЛИНЬ
АВТОМАТИЧЕСКОЕ РЕГУЛИРОВАНИЕ СИСТЕМ КОНДИЦИОНИРОВАНИЯ ВОЗДУХА

A. Ia, Kreslin

АВТОМАТИЧЕСКОЕ РЕГУЛИРОВАНИЕ СИСТЕМ КОНДИЦИОНИРОВАНИЯ ВОЗДУХА

Reglarea automată a sistemelor de condiționare a aerului

Moscova, Izdatelstvo literaturî po stroitelstvu, 1972, 96 pag., 37 fig., 9 tabele, 6 anexe

Problema reglării automate a sistemelor de condiționare a aerului, deși este de o importanță deosebită, prezintă încă multe lacune fiind, necesare intense cercetări în acest domeniu, pînă la o rezolvare definitivă.

Creșterea continuă a numărului de instalații de condiționare a aerului, creșterea continuă a ponderii energiei consumate de aceste instalații în balanța energetică globală, eforturile în domeniul economiei de combustibil impun funcționarea acestor instalații cu un consum minim de energie. Tocmai problema realizării unei reglări automate a sistemelor de condiționare a aerului, care să ducă la un consum minim de energie în funcționarea instalației, constituie obiectul cărții „Reglarea automată a sistemelor de condiționare a aerului."

Autorul, A. Ia. Kreslin, efectuînd ample cercetări teoretice și experimentale în acest domeniu, a elaborat „*metoda regimurilor de reglare optime*", expusă în lucrare, care în funcție de parametrii aerului interior și exterior stabilește metoda de reglare cea mai adecvată, din punct de vedere energetic, dintre cele trei metode, și anume:

— reglarea în funcție de parametrii punctului de rouă;

— reglarea prin variația debitului de aer recirculat, care se amestecă cu aerul ce iese din camera de umidificare;

— reglarea prin variația debitului de aer care circulă în *by-pass* cu camera de umidificare.

Scopul lucrării constă în a oferi inginerilor și tehnicienilor ce se ocupă cu proiectarea, execuția și exploatarea acestor instalații, indicații practice concrete de aplicare a metodei regimurilor de reglare optime. Aceasta reiese și din titlurile capitolelor cărții:

I. Bazele teoretice ale reglării sistemelor de condiționare a aerului folosind metoda regimurilor optime.

II. Reglarea, folosind metoda regimurilor optime, a diverselor sisteme de condiționare a aerului.

III. Calcule tehnico-economice comparative asupra metodelor de reglare a sistemelor de condiționare a aerului.

IV. Recomandări de proiectare pentru sistemele de condiționare a aerului.

Lucrarea se încheie cu un exemplu de alegere a soluției de condiționare și a schemei de reglare automată prin folosirea metodei regimurilor optime.

Ing. **Sergiu Cruceanu**
INCERC

CZ 69:658.52.011.56.008(47)

SISTEME AUTOMATIZATE DE CONDUCERE A CONSTRUCŢIILOR ÎN U.R.S.S.

Dr. ing. **NICOLAE BOGDAN**
Ministerul Construcţiilor Industriale

Realizarea construcţiilor în noile condiţii necesită adoptarea unor noi forme de conducere a producţiei de construcţii.

În acest sens, una din cele mai importante direcţii în soluţionarea problemei perfecţionării metodelor şi formelor planificării şi conducerii economice în construcţii în U.R.S.S. o reprezintă crearea *sistemelor automatizate de conducere a construcţiilor* (ASUS), pe baza unei cît mai largi folosiri a metodelor economico-matematice, a tehnicii electronice de calcul şi perfecţionării mijloacelor de telecomunicaţii între diversele şantiere, întreprinderi producătoare şi puncte de dirijare a producţiei.

În ultimii ani, atît în U.R.S.S., cît şi în alte ţări, activitatea în această direcţie cunoaşte o amplă dezvoltare şi ritmuri sporite.

Folosirea efectivă a metodelor matematice moderne şi a tehnicii electronice de calcul pentru rezolvarea problemelor conducerii construcţiilor a început, practic, în U.R.S.S. în 1961—1962.

Astfel, în Moscova a fost efectuat calculul graficelor orare de montaj-transport la construcţia clădirilor realizate complet din prefabricate, planificarea activităţii organizaţiilor de construcţii, stabilirea necesarului de resurse şi optimizarea folosirii lor ; în Ucraina, cu ajutorul maşinilor electronice de calcul a fost întocmit planul de perspectivă pentru construcţia termocentralelor. Tot atunci, cu ajutorul maşinilor electronice de calcul şi metodelor planificării liniare s-au soluţionat probleme de amplasare optimă a întreprinderilor din industria construcţiilor, precum şi o serie de alte probleme.

În anii 1963—1964 a început folosirea în practică a metodelor de planificare în reţea în conducerea construcţiilor. Această metodă a fost aplicată la realizarea unor obiecte şi complexe (de exemplu : blumingul „1 300" din Celeabinsk, diverse combinate chimice etc.) şi la dirijarea activităţii unor organizaţii de construcţii.

În 1966, ca o etapă următoare de folosire a graficelor-reţea în construcţii, au fost introduse grafice-reţea complexe, coordonatoare, determinîndu-se pe această cale termenele, ordinea şi duratele de execuţie a construcţiilor, fabricarea şi livrarea utilajului tehnologic, asigurarea documentaţiei de proiectare şi planificare a investiţiilor. Volumul lucrărilor de construcţii-montaj realizat în anul 1966 cu ajutorul metodei de planificare în reţea a reprezentat 1485 milioane ruble, iar în 1970 el a sporit la 5565 milioane ruble, respectiv 13% din întregul volum al lucrărilor de construcţii-montaj.

Pe măsura acumulării experienţei în folosirea metodelor matematice, a planificării în reţea şi a tehnicii de calcul, a sporit convingerea că este necesară trecerea de la rezolvarea unor probleme separate de conducere la crearea unor sisteme automatizate moderne de conducere a organizaţiilor de construcţii.

Primele lucrări în vederea creării unor sisteme automatizate de conducere a construcţiilor (ASUS) au început în anul 1963 la Direcţia generală de construcţii-montaj a oraşului Moscova (GLAVMOSSTROI). Mai tîrziu, proiectarea sistemelor automatizate, a subsistemelor şi a complexelor de probleme a început la GLAVKIEVGORSTROI, GLAVLENINGRADSTROI, GLAVTASKENTSTROI, la ministerele de construcţii din R.S.S. Estonă şi R.S.S. Moldovenească, la organizaţiile principalelor ministere cu activitate de construcţii, la o serie de combinate pentru construcţia clădirilor de locuinţe şi trusturi generale de construcţii din Donbas, Ural, Siberia etc., precum şi la diverse alte grupe de organizaţii de construcţii.

La diverse ministere se creează sisteme informaţionale automatizate pentru controlul desfăşurării execuţiei construcţiei principalelor obiective. La o serie de uniuni şi ministere, asemenea sisteme se află în funcţiune de cîţiva ani. Sistemele informaţionale permit să se facă o alegere, transmitere şi prelucrare la calculatoare a informaţiei operative şi să se dea note-prognoze cu privire la stadiul actual şi de perspectivă al realizării construcţiilor, asupra cauzelor care împiedică mersul normal al lucrărilor şi asupra măsurilor care trebuie luate de către organele de conducere pentru lichidarea la timp a abaterilor nedorite faţă de termenele planificate pentru darea în exploatare a obiectului.

În perioada 1966—1970, în cadrul organizaţiilor de construcţii din U.R.S.S. au fost date în exploatare primele 29 de sisteme automatizate de conducere a construcţiilor, în alcătuirea diverselor subsisteme şi diferitelor sarcini de conducere. În anul 1971, cu forţele a cca 20 de institute de cercetări ştiinţifice, proiectare şi învăţămînt, trusturi şi colective ale centrelor de calcul ale ministerelor, a început elaborarea şi introducerea a încă 58 de sisteme de conducere. În cadrul cincinalului în curs pentru dezvoltarea economiei naţionale a U.R.S.S. se prevede, în construcţii, crearea a peste 400 de sisteme automatizate de conducere, dintre care 4 unionale şi 19 ale ministerelor republicane.

De la începutul unei dezvoltări destul de largi a lucrărilor pentru crearea de sisteme automatizate de conducere a construcţiilor în U.R.S.S. au trecut numai 5—6 ani. Această perioadă poate fi caracterizată ca un început, în ţară neexistînd încă o concepţie unitară în ceea ce priveşte metodologia şi organizarea lucrărilor, majoritatea soluţionărilor purtînd un caracter experimental. Activitatea din această perioadă s-a ocupat în special de conceperea sistemelor în întregime şi trecerea la rezolvarea pe părţi componente. S-au obţinut rezultate pozitive, atît în ceea ce priveşte volumul şi conţinutul lucrărilor, cît şi concepţia de rezolvare adoptată.

Analiza experienţei elaborării şi implementării unui sistem automatizat de conducere a construcţiilor permite să se separe trei concepţii în proiectarea sistemului :

— **Proiectare complexă** (crearea unor sisteme automatizate complexe pe calea proiectării în mai multe stadii). Aceste sisteme cuprind întreaga activitate sau numai o parte importantă a activităţii de proiectare economică a organizaţiilor de construcţii sau uniunilor şi realizează în consecinţă principiul trecerii la problema perfecţionării conducerii construcţiilor.

— **Proiectare locală.** Crearea sistemelor pe calea soluţionării unor probleme separate de planificare şi conducere a construcţiilor, sporindu-se permanent numărul de probleme pe baza organizării prealabile a bazei tehnice a sistemului.

— **Proiectarea combinată**, care ocupă o poziție intermediară între primele două direcții. Se realizează prin proiectarea în mai multe stadii, dar cuprinde numai unul sau cîteva complexe de sarcini fundamentale, cu o dezvoltare în consecință a sistemelor, ținînd seama de legăturile dintre probleme.

Aceste trei direcții principale metodologice prezintă o serie de avantaje și dezavantaje :

În primul caz, realizarea sistemului complex de atacare a problemei permite să se obțină o înaltă eficiență, atît ca funcționare a sistemului, cît și sub aspectul producției de construcții. Prin aceasta, totuși, lucrările trebuie efectuate de colective mari, în decurs de cîțiva ani. Crearea bazei tehnice a unui astfel de sistem necesită investiții mari, simultane. Introducerea în funcționare a sistemului începe, așa cum este normal, după 3—4 ani de la începerea prelucrărilor. Numărul de sisteme de automatizare realizat în construcții, pe baza acestei concepții, nu este mare.

Aplicarea concepției bazate pe proiectarea locală necesită mai puține cheltuieli și eforturi, implementarea începe simțitor mai devreme decît în primul caz. Totuși, eficiența generală a prelucrării, în cazul unei astfel de soluționări a problemei, este simțitor mai scăzută decît în cazul rezolvării complexe a problemei conducerii. În afară de aceasta, rezolvarea problemelor separate, fără legătură cu alte probleme ale sistemelor automatizate de conducere a construcțiilor și condiționărilor pe întreg sistemul, face ca la dezvoltarea sistemului să fie necesare completări importante.

Numărul unor astfel de rezolvări în construcții este destul de mare.

În cel de-al treilea caz, eficiența generală a soluționării sporește în comparație cu rezolvarea locală a problemelor, iar permanenta dezvoltare și implementare a sistemului nu necesită atragerea simultană a unor mijloace și colective de specialiști de mare amploare. În același timp, o introducere în practică relativ rapidă permite să se obțină, în termene scurte, un efect economic real iar dezvoltarea sistemului nu necesită refaceri esențiale ale elementelor aflate în funcțiune. În ultimul timp, astfel de rezolvări se extind din ce în ce mai mult.

Subsistemele automatizate de planificare și prelucrare a documentației operative de producție alcătuiesc un complex de algoritme și programe corelate, cu ajutorul cărora se obțin la calculator, în termene foarte scurte, reglementări ale activității organizațiilor și întreprinderilor de construcții, începînd de la planurile de lucru de perspectivă și anuale și terminînd cu graficele orare de montaj și transport.

Din cadrul subsistemelor de planificare și elaborare a documentației operative de producție fac parte următoarele *1* — lista obiectelor ; *2* — limitele producției de prefabricate pentru clădiri de locuințe și social-culturale ; *3* — limitele producției de prefabricate pentru clădiri industriale și unicat ; *4* — limitele livrării utilajelor tehnologice ; *5* — planurile anuale ale trusturilor ; *6* — rețeaua fluxurilor de completare ; *7* — grafice rețea ale clădirilor industriale și unicat, ale cvartalelor de locuințe ; *8* — graficele fluxurilor anuale ; *9* — graficele fluxurilor trimestriale și lunare ; *10* — planurile lunare de producție conform nomenclatorului ; *11* — grafice rețea pentru termenele planificate ; *12* — planurile de lucru trimestriale și lunare ale sistemului de conducere ; *13* — grafice orare de montaj și transport ; *14* — grafice orare de completare ; *15* — planuri optimizate pentru transport și pentru funcționarea mașinilor și a mecanismelor.

Analiza și sintetizarea experienței de creare a sistemelor automatizate de conducere a construcțiilor în U.R.S.S. au permis evidențierea punctelor de vedere asupra principalelor aspecte de ordin metodologic și organizatoric pentru proiectarea și introducerea sistemelor respective, pe baza cărora poate fi formulată concepția generală și poate fi elaborată metodologia unitară cu privire la problemele de bază ale creării sistemelor automatizate. Principiile fundamentale rezultate din această experiență duc la următoarele considerente :

● La baza creării sistemelor automatizate de conducere a construcțiilor stă principiul realizării unor asemenea sisteme care, în primul stadiu, să nu necesite modificări principale ale organizărilor existente.

● Sistemele automatizate se tratează ca sisteme complexe, alcătuite din subsisteme, și anume : conducerea pregătirii producției, conducerea tehnico-economică, conducerea construcțiilor în subantrepriză, conducerea construcțiilor proprii, conducerea producției industriale, conducerea mecanizării lucrărilor de construcții, conducerea transporturilor, conducerea aprovizionării tehnico-materiale, conducerea activităților în domeniul financiar, al muncii și salariilor, al pregătirii și asigurării cadrelor necesare etc.

Una dintre problemele cele mai importante este alegerea criteriilor de optimizare a sistemelor și condiționărilor fundamentale. La majoritatea sistemelor de automatizare elaborate, un astfel de criteriu este volumul sau termenele de dare în exploatare a obiectelor și folosirea la același nivel a capacităților de producție. Totuși, numeroși specialiști recunosc insuficiența unor astfel de criterii de optimizare și necesitatea adoptării, în calitate de criterii, a unor indicatori economici (de ex. beneficiul etc.).

● În majoritatea lor, problemele preluate de către sistemele de automatizare a conducerii construcțiilor în calitate de probleme centrale de optimizare fac parte din categoria planurilor calendaristice de lucru ale organizațiilor de construcții, pe ansamblu sau numai pe unități componente.

● Crearea sistemelor automatizate este privită ca un proces complex, realizabil în etape. După cum este și normal, proiectarea sistemului începe cu lucrările de proiectare premergătoare și se termină prin emiterea de condiții tehnice, elaborarea proiectului tehnic și a proiectului de execuție. Sarcinile tehnice și proiectul tehnic conțin soluțiile pentru sistemul în întregime ; proiectul de execuție se elaborează pe părți, în conformitate cu etapele de introducere stabilite.

● De numeroase ori, elaborarea sistemelor automatizate nu se face în ansamblu, pe subsisteme, ci pe complexe mari de sarcini, cu luarea în considerare a legăturilor dintre ele. Astfel, spre exemplu, se desfășoară elaborarea metodelor de folosire a calculatoarelor electronice

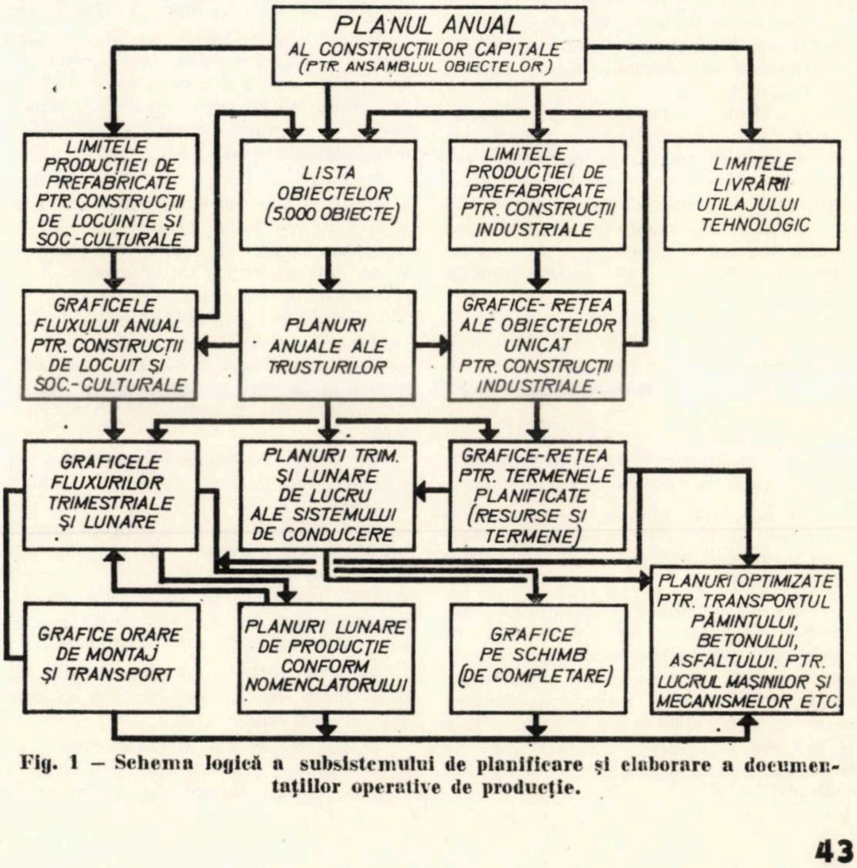

PLANUL ANUAL AL CONSTRUCȚIILOR CAPITALE (PTR. ANSAMBLUL OBIECTELOR)
LIMITELE PRODUCȚIEI DE PREFABRICATE PTR. CONSTRUCȚII DE LOCUINȚE ȘI SOC.-CULTURALE
LISTA OBIECTELOR (5.000 OBIECTE)
LIMITELE PRODUCȚIEI DE PREFABRICATE PTR. CONSTRUCȚII INDUSTRIALE
LIMITELE LIVRĂRII UTILAJULUI TEHNOLOGIC
GRAFICELE FLUXULUI ANUAL PTR. CONSTRUCȚII DE LOCUIT ȘI SOC.-CULTURALE
PLANURI ANUALE ALE TRUSTURILOR
GRAFICE-REȚEA ALE OBIECTELOR UNICAT PTR. CONSTRUCȚII INDUSTRIALE
GRAFICELE FLUXURILOR TRIMESTRIALE ȘI LUNARE
PLANURI TRIM. ȘI LUNARE DE LUCRU ALE SISTEMULUI DE CONDUCERE
GRAFICE-REȚEA PTR. TERMENELE PLANIFICATE (RESURSE ȘI TERMENE)
PLANURI OPTIMIZATE PTR. TRANSPORTUL PĂMÎNTULUI, BETONULUI, ASFALTULUI. PTR. LUCRUL MAȘINILOR ȘI MECANISMELOR ETC.
GRAFICE ORARE DE MONTAJ ȘI TRANSPORT
PLANURI LUNARE DE PRODUCȚIE CONFORM NOMENCLATORULUI
GRAFICE PE SCHIMB (DE COMPLETARE)

Fig. 1 — Schema logică a subsistemului de planificare și elaborare a documentațiilor operative de producție.

la elaborarea planurilor anuale ale organizaţiilor de construcţii în antrepriză, la calcularea graficelor de montaj-transport folosite în construcţiile de locuinţe şi social-culturale etc.

● Elaborarea sistemelor automatizate pe subsisteme separate şi pe complexe de sarcini nu se desfăşoară cu aceeaşi intensitate. Aceasta depinde de aprecierea eficienţei lucrărilor, a posibilităţilor de realizare a uneia sau a altei probleme, de pregătirea cadrelor de muncitori şi de o serie de alţi factori.

● Crearea sistemelor automatizate fiind o problemă complexă, la realizarea ei participă reprezentanţii diferitelor organizaţii (beneficiari şi executanţi) şi profesiuni (ingineri constructori, matematicieni, economişti, specialişti în tehnica de calcul, automatică şi telecomunicaţii, jurişti etc.), rolul conducător fiind cel al analiştilor de construcţii. Se stabileşte o organizaţie coordonatoare (după caz, un institut specializat de cercetări ştiinţifice sau un institut de proiectare) care, în caz de necesitate, atrage o organizaţie executantă. Organizaţiile beneficiarului participă la toate stadiile de creare a subsistemelor, în care scop se realizează subdiviziuni şi unităţi speciale.

În ultimul timp, în U.R.S.S. s-a desfăşurat şi continuă să se desfăşoare o amplă activitate în vederea sporirii eficienţei lucrărilor în domeniul creării sistemelor automatizate de conducere a construcţiilor. Principalele rezultate obţinute şi direcţiile în care se desfăşoară aceste lucrări pot fi sintetizate în următoarele :

— Pentru ridicarea nivelului de conducere şi coordonare a lucrărilor necesare creării sistemelor automatizate au fost organizate, pe lîngă Comitetul de stat pentru construcţii (GOSSTROI-URSS), o comisie şi un consiliu de elaborare. Pe baza institutului GIPROTIS a fost organizat un institut central de cercetări ştiinţifice, proiectare şi experimentare a sistemelor automatizate în construcţii (ŢNIPIASS) ;

— Au fost elaborate materiale metodologice de ramură pentru crearea de sisteme automatizate, în care sînt cuprinse prevederi referitoare la alcătuirea, conţinutul şi organizarea lucrărilor de proiectare şi implementare a sistemelor. Se află în curs de elaborare şi alte materiale metodologice şi instrucţiuni în acest domeniu.

— Numeroase organizaţii conducătoare de probleme sînt în curs de a definitiva elaborarea bazelor teoretice pentru crearea şi funcţionarea sistemelor automatizate.

— Se desăvîrşeşte specializarea şi repartizarea lucrărilor între organizaţiile de cercetare, proiectare şi construcţii.

— A fost organizat şi se completează permanent programul de ramură şi interramuri de proiectare tip a sistemelor automatizate.

— Au fost stabilite şi desemnate principalele organizaţii de construcţii pe experienţa cărora se bazează crearea de sisteme centralizate pentru conducerea construcţiilor, astfel încît — în final — să se asigure elaborarea în organizaţii de acelaşi tip, adaptîndu-se proiectele respective la condiţiile concrete din practică.

— Au început lucrările de unificare a indicatorilor tehnico-economici şi a formelor de documentare, care se folosesc de către sistemele centralizate, şi se află în curs întocmirea clasificatoarelor de ramuri pentru informaţiile economice.

Dintre principalele sisteme automatizate de conducere a construcţiilor aflate în prezent în funcţiune în U.R.S.S. menţionăm sistemul care dirijează activitatea GLAVMOSSTROI, respectiv organizaţia de construcţii-montaj a oraşului Moscova.

GLAVMOSSTROI realizează anual un volum important de lucrări de construcţii, în valoare de aproape 1,5 miliarde ruble — printre care cca 3 milioane m^2 locuinţe, peste 100 de şcoli, spitale şi alte construcţii cu caracter social-cultural, 700—800 mii m^2 construcţii industriale, reparaţii capitale etc. Pentru executarea acestor lucrări, GLAVMOSSTROI are în subordinea sa numeroase trusturi specializate, pentru lucrări din ciclul zero, lucrări generale de construcţii-montaj, lucrări de instalaţii electrice, sanitare, lucrări de finisaj. De asemenea, în sistemul său funcţionează o serie de combinate de case, precum şi peste 100 de fabrici de prefabricate (una singură dintre acestea are o producţie de peste 4 milioane m^3 anual). Activitatea acestui complex de trusturi de construcţii-montaj, fabrici, şantiere şi baze de măsuri de construcţii — care realizează aproape 80% din volumul total de construcţii al Moscovei — este dirijată de sistemul automatizat de conducere a construcţiilor aparţinînd GLAVMOSSTROI (ASUS). Sistemul GLAVMOSSTROI este alcătuit din mijloacele tehnice cu privire la tehnica electronică de calcul, sistemul automatizat de construcţii, baza matematică, baza normativă, precum şi baza organizatorică de exploatare şi reglementare a cadrului legal de funcţionare.

Sistemul îndeplineşte un volum important de lucrări, cu folosirea tehnicii electronice de calcul şi a metodelor matematice moderne, în ceea ce priveşte planificarea, controlul şi dirijarea lucrărilor de construcţii-montaj.

Sistemul automatizat de conducere a construcţiilor al GLAVMOSSTROI a fost constituit pe baza proiectului elaborat de organizaţiile de cercetări ştiinţifice şi de proiectare ale GLAVMOSSTROI, Ministerului Industriei Radiotehnice şi Ministerului Telecomunicaţiilor al U.R.S.S., proiect aprobat de Consiliul de Miniştri al R.S.F.S.R. în anul 1966. Sistemul a fost recepţionat şi dat în exploatare de Comisia de recepţie de stat.

La baza organizării sistemului stă principiul alegerii şi formării pe loc a informaţiilor cu privire la mersul proceselor de producţie, cu transmiterea lor ulterioară la un centru de calcul conducător, unde sînt prelucrate în concordanţă cu necesităţile diferitelor niveluri de conducere şi se retransmit în vederea luării măsurilor de conducere.

În conformitate cu acest principiu sînt organizate următoarele puncte de sprijin ale sistemului :

— centrul de calcul conducător ;

— puncte dispecer de producţie la marile obiecte aflate în construcţie ;

— puncte dispecer staţionare la întreprinderi, baze de transporturi, baze de mecanizare şi automatizare ;

— puncte dispecer la trusturile de construcţii şi la cele specializate, cum şi la direcţiile generale coordonatoare ;

— puncte dispecer la conducerile de construcţii şi la cele specializate.

În figura 2 este redată schema generală a sistemului automatizat de conducere a construcţiilor (ASUS) al GLAVMOSSTROI.

Din alcătuirea mijloacelor tehnice ale sistemului fac parte :

— Maşină electronică de calcul „URAL 16”, destinată lucrărilor de planificare ; această maşină are o mare rapiditate, de aproape 100 000 operaţii pe secundă, avînd o memorie operativă de 250 000 semne (cu posibilitate de majorare pînă la un milion.)

— Complex de calcul (denumit „constructorul”) din componenţa căruia fac parte trei maşini electronice de calcul (două „URAL-11” şi una „URAL-14”), un punct comun de conducere, un tablou dispecer şi instalaţii de corectare. Complexul de calcul este destinat prelucrării informaţiilor de dispecerizare cu privire la mersul proceselor de producţie primite de la puncte de dispecerizare automatizate periferice, corelării acestor informaţii cu datele din grafic şi din planurile operative şi indicării diferenţelor pe un tablou electric. Complexul „Constructorul” este dimensionat pentru a putea efectua 7 comunicări pe secundă.

— 70 receptoare şi 50 emiţătoare pentru transmiterea informaţiilor din canalele de telecomunicaţii în complexul de calcul şi redarea informaţiilor din complexul respectiv în reţeaua de telecomunicaţii în vederea retransmiterii lor spre periferie.

— Instalaţii centrale de telecomunicaţii şi, în cadrul lor, o staţie de telegraf cu 300 numere (ATA — 300), o staţie de telefon cu 800 posturi şi o staţie de radiotelefon tip „ALTAI” pentru 170 de abonaţi.

— Peste 600 circuite, repartizate special din reţeaua telefonică a Moscovei, şi peste 900 posturi de abonat în cadrul comunicaţiilor telegrafice, telefonice şi radiotelefonice, instalate la organizaţiile de construcţii, pe şantiere, la fabrici, baze de aprovizionare, baze de transporturi auto etc. Cu ajutorul reţelei de telecomunicaţii se exercită un control permanent al efectuării activităţilor prevăzute în graficele orare de montaj şi transport. Ca instrument de control se foloseşte, pe scară generală, un jeton care, la terminarea activităţii (cursă a autocamionului, montarea unui element prefabricat etc.), este introdus de şofer sau de şeful de echipă respectiv într-un receptor instalat pe şantier, la punctul de dispecerizare. Prin introducerea jetonului se înregistrează realizarea activităţii şi se transmite un impuls pînă la centrul de calcul. În caz că jetonul nu este introdus la termen în receptor, impulsul nu este transmis şi, în această situaţie, centrul de calcul se sesizează şi anunţă dispeceratul central, care verifică ce s-a întîmplat şi motivele pentru care informaţia nu a

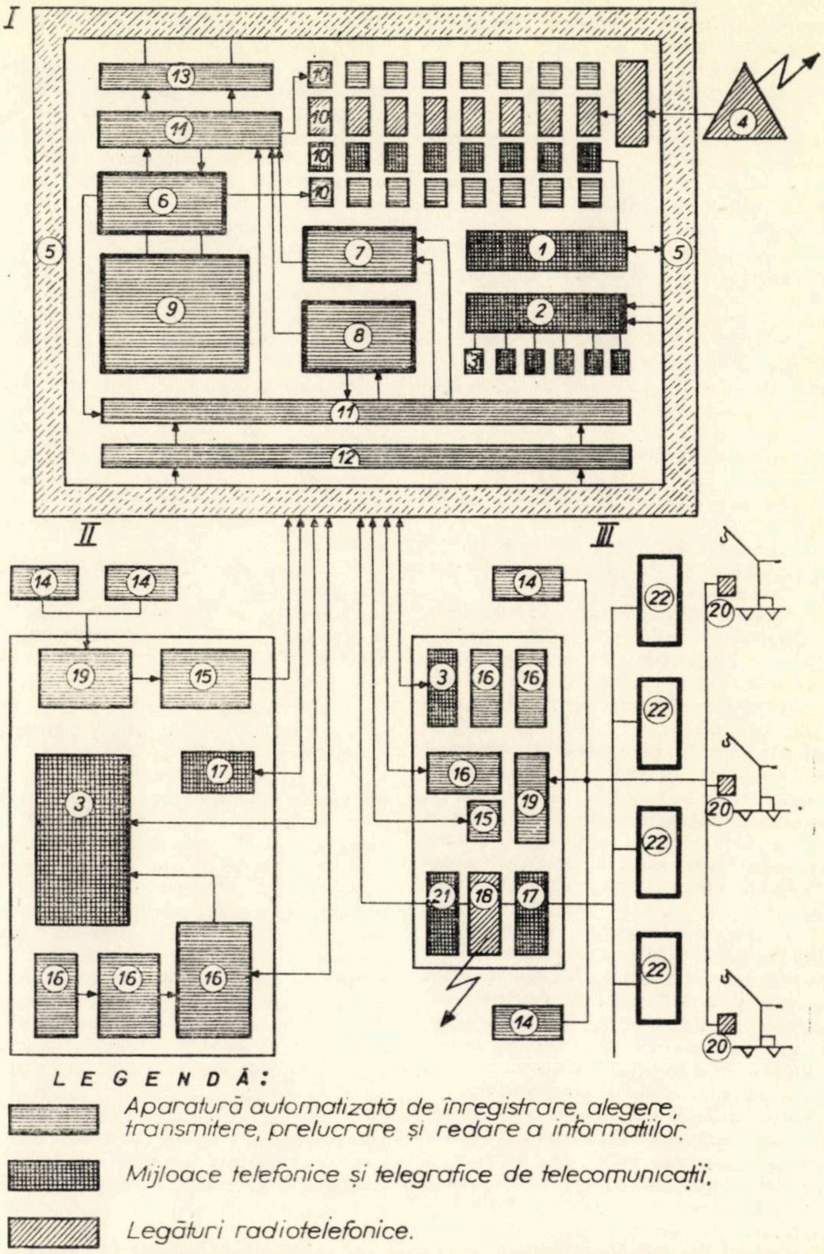

I
II
III
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
LEGENDĂ:
Aparatură automatizată de înregistrare, alegere, transmitere, prelucrare şi redare a informaţiilor.
Mijloace telefonice şi telegrafice de telecomunicaţii.
Legături radiotelefonice.

Fig. 2 — Schema generală a sistemului automatizat al Glavmosstroi

I — Centrul informaţional şi de calcul ; *II* — Punct staţionar de dispecerizare ; *III* — Punct mobil de dispecerizare. *1* Staţie telefonică automată ; *2* — Telegraf ; *3* — Telex ; *4* — Instalaţie centrală pentru legături radio — telefon tip „ALTAI"; *5* — Canale de legătură ; *6* — Maşină electronică de calcul „URAL—14" ; *7* — Maşină electronică de calcul „URAL—11" ; *8* — Maşină electronică de calcul „URAL—11" de rezervă ; *9* — Maşini electronice de calcul „URAL—16" (unicat) ; *10* — Punct de dispecerizare central şi tablou de comandă ; *11* — Intrare, ieşire şi comutare ; *12* — Receptoare ; *13* — Emiţătoare ; *14* — Instalaţii de citire ale punctului de control ; *15* — Aparataj pentru transmiterea datelor ; *16* — Aparate de recepţie-transmisie-perforatoare ; *17* — Telefoane ; *18* — Staţie radio ; *19* — Dirijarea activităţii macaralelor ; *20* — Macarale ; *21* — Instalaţii colaterale pentru efectuarea convorbirilor directe ; *22* — Obiecte de construcţii

fost primită, luînd măsurile necesare de remediere şi indicare în graficele de lucru. Sistemul dispune de 460 puncte periferice de dispecerizare, 70 din ele fiind echipate cu mijloace de culegere şi transmitere automată a informaţiilor.

În afară de mijloacele tehnice arătate, sistemul de automatizare a conducerii construcţiilor al Glavmosstroi dispune de o instalaţie pentru mecanizarea calculelor contabile (20 complete de maşini de calcul şi de perforat) şi două maşini electronice de calcul MINSK—22 şi MINSK—32, instalate în subsistemul de conducere al combinatului de case nr. 1.

Asigurarea matematică a sistemului este compusă din algoritme şi programe, între care :

● complex de programe pentru alcătuirea graficelor de montaj orare şi de schimb, a graficelor de completare, a părţilor tip de proiecte pentru desfăşurarea lucrărilor de montaj al clădirilor şi transportul respectiv, în volum total de peste 30 000 comenzi ;

● complex de programe pentru întocmirea planurilor optimizate de livrare a mortarului şi betonului şi a planurilor de săpare şi transport al pămîntului, reprezentînd un volum de aproape 44 000 comenzi ;

● complex de programe pentru planificarea activităţii organizaţiilor de construcţii şi calculul necesarului lor de resurse, reprezentînd un volum de 10 500 comenzi ;

● sistem automatizat de informare-cercetare pentru exploatarea băncii de date — 12 600 comenzi ;

● sistem operativ de comandă a programelor de prelucrare şi analiză a informaţiilor dispecer — 47 000 comenzi ;

● sistem operaţional de comandă a maşinilor de calcul, respectiv 24 300 comenzi.

Banca de date a sistemului constă din 10 compartimente şi include o cartotecă de obiecte de construcţii (5000 obiecte cu cîte 150 caracteristici), partea operativă a asigurării matematice, normativele de producţie şi tehnologice, reţeaua de transport a Moscovei, norme de consum de materiale, caracteristicile organizaţiilor de construcţii şi alte date, completate sistematic pe parcursul procesului de dezvoltare a sistemului.

Pentru exploatarea sistemului automatizat, în cadrul Glavmosstroi funcţionează o organizaţie specializată, sub formă de direcţie a sistemului, alcătuită din conducere şi funcţii productive :

— programarea şi prelucrarea documentaţiei de planificare operativă de producţie ;

— exploatarea tehnicii electronice de calcul şi a instalaţiilor automate ;

— legătură şi dispecerizare.

Direcţia este organizată pe principiul gestiunii economice proprii, întreţinîndu-se din contravaloarea lucrărilor efectuate pentru organizaţiile de construcţii şi întreprinderi (montajul şi deservirea mijloacelor de telecomunicaţii, prelucrarea la calculator a planurilor şi graficelor, efectuarea controlului dispecer etc). Relaţiile acestei direcţii cu organizaţiile şi întreprinderile Glavmosstroi şi alte direcţii generale ale Comitetului executiv al oraşului Moscova, care participă la procesul de construcţii, sînt reglementate prin instrucţiuni speciale, aprobate de Comitetul executiv şi conducerea Glavmosstroi.

Sistemul automatizat de conducere a construcţiilor al Glavmosstroi este proiectat pentru a îndeplini următoarele funcţii :

a) Efectuarea, cu ajutorul calculatoarelor şi al metodelor moderne de proiectare, a planificării anuale şi operative a activităţii tuturor organizaţiilor de construcţii şi specializate ale Glavmosstroi.

b) Elaborarea la calculator, cu folosirea metodelor economico-matematice, a documentaţiilor operative de producţie pentru organizarea lucrărilor tuturor unităţilor de construcţii ale Glavmosstroi : grafice orare de transport şi montaj, grafice pe schimb, grafice pentru lucrările în flux continuu, grafice pentru transportul şi livrarea mortarului şi betonului, optimizarea planurilor de executare a săpăturilor şi pentru transportul pămîntului, planul de lucru al maşinilor de construcţii şi transport, calculul şi analiza graficelor reţea etc.

c) Realizarea, pe baza documentaţiei enumerate, a controlului dispecer automatizat pentru :

— executarea lucrărilor de construcţii-montaj ale clădirilor şi construcţiilor de diferite feluri :

— livrarea pe şantier a materialelor, elementelor de construcţii, prefabricatelor şi semifabricatelor, în conformitate cu graficele orare şi pe schimb ;

— nivelarea rezervelor de materiale şi elemente prefabricate, la depozitele întreprinderilor şi la bazele de aprovizionare şi completare ;

— urmărirea termenelor de îndeplinire a lucrărilor speciale ;

— funcţionarea maşinilor de construcţii, a utilajelor şi mijloacelor de transport ;

— primirea la timp a documentaţiilor de proiectare şi de pregătire a terenului pentru construcţii ;

— darea în exploatare a obiectelor.

Sarcina cea mai importantă a acestui sistem automatizat este de a realiza un flux continuu şi o ritmicitate a producţiei de construcţii sub forma unui „conveier de construcţii" lucrînd pe bază de grafice orare şi pe schimb şi incluzînd în complexul lui şantiere, întreprinderi din industria materialelor de construcţii, transportul materialelor. Toate acestea sînt de natură să ducă la obţinerea unei mai bune coordonări a activităţii organizaţiilor Glavmosstroi cu activitatea organizaţiilor altor direcţii generale ale Comitetului executiv al Moscovei, care iau parte la procesul de construcţii. Pe baza acestei ritmicităţi, a continuităţii lucrului şi a cooperării în producţie se asigură, în final, o folosire completă şi mai economică a resurselor şi respectarea termenelor referitoare la darea în funcţiune a obiectivelor.

Conform STE aprobat la constituirea sistemului automatizat, eficienţa tehnico-economică preliminată ca urmare a introducerii sistemului reprezintă 3,5% din volumul de construcţii planificat şi controlat pe această cale. Economia preliminată se realizează prin :

— sporirea eficienţei construcţiilor în flux continuu pe calea perfecţionării şi organizării lor cu ajutorul sistemului automatizat, creşterea volumului de lucrări la care montajul se efectuează cu preluare directă din mijlocul de transport, îmbunătăţirea livrărilor de materiale etc. ;

— reducerea consumurilor de materiale de construcţii, eliberarea fondurilor circulante, reducerea termenelor de depozitare, reducerea cheltuielilor necesare întreţinerii depozitelor etc. ;

— reducerea cheltuielilor pentru mecanizare şi transport, în legătură cu introducerea unei planificări optime ;

— reducerea cheltuielilor pentru prelucrarea informaţiilor.

Măsurile arătate au dus la o economie totală de 35,6 milioane ruble pe an, costul sistemului automatizat fiind de numai 7,85 milioane ruble.

Acest efect economic poate fi însă realizat numai după introducerea tuturor sarcinilor de bază de planificare, organizare, control şi dirijare, rezolvate de sistem cu ajutorul automatizării şi metodelor economico-matematice.

Trebuie menţionat faptul că sistemul automatizat al Glavmosstroi a fost dat în funcţiune pe măsura terminării montajului instalaţiilor şi mijloacelor tehnice. În anul 1968 au fost date în funcţiune mijloacele de telecomunicaţii ; în 1969 au intrat în exploatare trei maşini electronice de calcul, la sfîrşitul lui 1971 a fost dat în exploatare calculatorul URAL—16, instalat în vederea planificării, iar la începutul anului 1972 au fost puse treptat în acţiune punctele dispecer automatizate ale fabricilor şi şantierelor.

Pe măsura dării în funcţiune a mijloacelor tehnice, s-a realizat introducerea sistemului în practica construcţiilor.

Culegerea, prelucrarea şi analiza datelor privind eficienţa economică au permis să se determine avantajele rezultate prin aplicarea sistemului de automatizare :

— S-au elaborat la calculator şi au fost introduse în practică graficele orare şi pe schimb pentru lucrările de montaj şi transporturi la construcţiile integral prefabricate, cu un control dispecer corespunzător.

— S-a realizat o reducere a termenelor la montajul clădirilor din prefabricate, în medie cu 12—17%.

— S-au îmbunătăţit în mod simţitor indicatorii trusturilor şi majorităţii obiectelor la care montajul s-a efectuat conform graficelor sistemului automatizat.

— Au fost alcătuite, cu ajutorul calculatoarelor, planurile de livrare a mortarului-marfă, organizîndu-se livrările mortarului de la fabrică la şantier în ordinea indicată pe această bază, realizîndu-se controlul dispecer şi organizîndu-se calculul pe obiecte al consumului de mortar ; în graficele de livrare s-a prevăzut livrarea zilnică a mortarului de la 14 fabrici la 1 500 de şantiere. În 1970 1971 şi trim. I/1972, pe baza unor astfel de grafice întocmite de sistemul automatizat al Glavmosstroi, au fost transportaţi pe şantier 3259 m^3 mortar-marfă. Efectul economic poate fi determinat cu ajutorul datelor următoare :

● micşorarea duratelor de stagnare a muncitorilor pe şantiere, în cursul schimbului, din cauza nesosirii la timp a mortarului de la 3,2% (1969) la 1,2% (medie pe 1971) ;

● micşorarea distanţelor de transport al mortarului cu 2,3 km ;

● micşorarea consumului de mortar per 1000 ruble de C + M, în medie de la 0,150 la 0,133 m^3.

— Au fost alcătuite, cu ajutorul calculatoarelor, graficele săptămînale şi zilnice pentru livrarea pe schimb a betonului-marfă ; în grafice s-a prevăzut livrarea zilnică a betonului de la 12 fabrici la 500—600 obiecte aflate simultan în construcţie, luîndu-se în considerare necesarul fiecărui obiect în parte, capacitatea de producţie a fabricilor, mărcile betonului şi necesitatea adoptării unor distanţe minime de transport. În perioada 1970—1971 şi trim. I/1972, pe baza graficelor menţionate, s-au livrat 1478 mii m^3 beton-marfă. Aplicarea acestui sistem de lucru a redus duratele de stagnare a muncitorilor pe şantier, a asigurat micşorarea pierderilor de beton, a îmbunătăţit calitatea lucrărilor de betonare.

— Au fost alcătuite, cu ajutorul calculatoarelor, planurile optimizate pentru săparea şi transportul pămîntului ; obiectele la care s-au efectuat săpăturile cu evacuarea pămîntului au fost corelate cu obiectele la care erau necesare umpluturi, ţinînd seama de categoria terenului şi de corespondenţa dintre termenele de săpare şi cele de efectuare a umpluturilor. Introducerea unor astfel de planuri a început spre sfîrşitul anului 1971. În total, au fost elaborate planuri optimizate pentru un volum de 6713 mii m^3 pămînt. Organizarea lucrului maşinilor pentru executarea lucrărilor de pămînt şi a transporturilor respective, pe bază de planuri optimizate, a asigurat în acelaşi timp şi o calitate mai bună a lucrărilor de pămînt (gropi de fundaţie, şanţuri, nivelare etc.), a asigurat transportarea pămîntului la distanţe minime etc. Optimizarea, cu ajutorul calculatoarelor, a planurilor de executare a săpării şi transportul pămîntului, cu luarea în considerare a condiţiilor susmenţionate, a demonstrat că se poate obţine prin aceasta şi o reducere simţitoare a distanţelor medii de transport al pămîntului. Astfel, analiza planurilor optimizate de săpare şi transport, elaborate pe baza comenzilor din luna februarie 1972, a arătat că distanţa medie de transport conform planurilor optimizate, calculate pe ansamblu la toate organizaţiile Glavmosstroi, este cu 30,2 % mai mică decît distanţa medie rezultată din calcularea transporturilor pentru obiectele fiecăruia dintre cele cinci trusturi de mecanizare (care dispun de excavatoare) luate în parte.

În timpul pregătirilor şi în perioada dării în funcţiune a sistemului automatizat de conducere a construcţiilor al Glavmosstroi au fost evidenţiate problemele producţiei de construcţii care trebuie rezolvate pe cale automatizată, în primul rînd. Practica sovietică a demonstrat că este indicat să se automatizeze cu precădere rezolvarea organizării producţiei de construcţii (livrarea materialelor necesare, calcul graficelor de producţie etc.) şi să se realizeze pe această cale controlul şi dirijarea desfăşurării lucrărilor. Prin aceasta se asigură, pe de o parte, un efect economic considerabil încă din primele etape de introducere a sistemului şi, pe de altă parte, se asigură participarea la lucrările sistemului automatizat a personalului de producţie din construcţii, ceea ce este foarte important pentru dezvoltarea şi introducerea sistemului.

În etapa următoare trebuie să se includă în special activitatea sistemului în domeniul automatizării planificării de lungă şi medie durată.

Aşa cum rezultă din diferitele publicaţii de specialitate şi din prezentările şi informările făcute de specialiştii sovietici la conferinţele internaţionale, practica introducerii în U.R.S.S. a sistemelor de automatizare a conducerii construcţiilor a permis acumularea unei bogate experienţe, care va sta la baza generalizării acestei acţiuni în întreaga ramură de construcţii.

BETONUL-MARFĂ ÎN R. F. GERMANIA ȘI OLANDA

Betonul-marfă, apărut pentru prima oară în anul 1913 la Baltimore (S.U.A.), s-a răspîndit în special după cel de-al doilea război mondial în majoritatea țărilor din apusul Europei.

1) În R. F. Germania s-au livrat în cursul anului 1971 cca 50 milioane m^3 beton-marfă, care a consumat aproximativ 35% din întreaga producție de ciment. Această dezvoltare a atras o reglementare normativă riguroasă în ceea ce privește confecționarea, livrarea și controlul calității acestui produs.

Conform DIN 1045, se înțelege prin beton-marfă un beton ale cărui părți componente se dozează într-o instalație staționară și care se aduce pe șantier cu mijloace auto, fiind livrat în stare gata de a fi pus în operă. Malaxarea se poate face, fie într-o instalație staționară (stația de betoane), amplasată în același loc cu instalația de dozare, fie în mijlocul de transport.

În ceea ce privește betonul confecționat pe un șantier și livrat și altor șantiere, acesta este considerat beton-marfă atunci cînd se livrează la un număr mai mare de 3 șantiere sau cînd distanța pînă la șantierul la care se livrează este mai mare de 5 km în linie dreaptă. În aceste ipoteze, betonul respectiv este supus legislației caracteristice betonului-marfă.

Categoriile de beton standardizate în R.F.G. sînt prezentate în tabelul alăturat.

Rezistența betonului se determină la 28 de zile pe epruvete cubice, cu mențiunea că dintr-o probă de beton se confecționează o serie de trei cuburi.

Rezistența nominală B_N reprezintă valoarea minimă admisă pentru rezistența determinată pe un cub oarecare.

Rezistența medie B_w reprezintă valoarea minimă admisă pentru media determinată pe o serie de trei cuburi.

Oricare din betoanele standardizate poate fi livrat avînd una din următoarele consistențe :

K_1 (vîrtoasă), K_2 (plastică) sau K_3 (fluidă).

Trebuie remarcat că diferitele clase de betoane sînt caracterizate prin rezistența lor nominală, aceasta reprezentînd o rezistență de rebut, nici un cub de control încercat neputînd avea o rezistență mai mică decît cea nominală. Statistic, aceasta înseamnă că din mulțimea rezistențelor la compresiune înregistrate pentru anumite clase de beton maximum 5% se situează sub rezistența nominală.

Producătorul de beton-marfă își stabilește sortimentele de beton pe care le poate livra pe bază de încercări preliminare. Toate sortimentele de beton sînt trecute într-un catalog care trebuie să conțină date detaliate asupra compoziției fiecărui beton în parte. Pe baza acestui catalog, cumpărătorul comandă sortimentul care-i este necesar.

Categoria betonului	Clasa de rezistență a betonului	Rezistența B_N (nominală) daN/cm^2	Rezistența medie B_w daN/cm^2	Domeniul de utilizare
Beton B_1	Bn 50	50	80	Beton simplu
	Bn 100	100	150	
	Bn 150	150	200	Beton simplu sau beton armat
	Bn 250	250	300	
Beton B_2	Bn 350	350	400	Beton simplu sau beton armat
	Bn 450	450	500	
	Bn 550	550	600	

Controlul de calitate se exercită atît asupra materialelor componente, cît și asupra betonului însuși.

Există două categorii de control, și anume : autocontrolul și controlul prin terți. Materialele și betonul marfă trebuie să aibă pe certificatul de calitate o ștampilă care să ateste existența ambelor forme de control.

Autocontrolul se efectuează continuu, rezultatele fiind notate într-un registru și păstrate minimum 5 ani. Datele autocontrolului trebuie periodic prelucrate statistic.

Controlul prin terți se execută periodic și constă din verificarea datelor autocontrolului și din prelevarea de probe prin sondaj și încercarea lor.

Conform legilor germane, antreprenorul, respectiv șeful de șantier răspunde de realizarea construcției conform normelor și deci și de utilizarea materialelor indicate. Dacă un șantier își confecționează singur betonul și îl pune în operă, șeful de șantier răspunde de compoziția betonului, de punerea lui în operă și de tratarea lui ulterioară. În cazul utilizării betonului-marfă, răspunderea este împărțită, și anume : pînă la livrarea betonului răspunde producătorul de beton-marfă, iar de aici încolo antreprenorul. Primul este răspunzător de faptul ca betonul să aibă o asemenea compoziție încît să se realizeze în stare întărită proprietățile cerute.

Riscul unei întăriri în timpul transportului datorită întîrzierilor pe parcurs, temperaturilor prea ridicate din timpul verii etc. trebuie luat în considerare de către producătorul de beton-marfă, care este obligat să ia toate măsurile necesare pentru ca, indiferent de cauze, betonul să fie livrat la șantier conform specificației.

Pentru efectuarea autocontrolului, producătorul de beton-marfă trebuie să aibă în dotare aparatura necesară și să dispună de personal specializat.

Pentru determinarea rezistențelor sau a gradului de impermeabilitate, producătorul poate să se adreseze unui laborator de specialitate.

Dacă producătorul de beton-marfă obține, în cadrul autocontrolului, rezultate nesatisfăcătoare, el este obligat să ia măsuri imediate pentru remedierea defecțiunilor și să-l înștiințeze pe beneficiar.

DIN 1084, cap. 3, prevede controlul periodic al instalațiilor tehnice, și anume la începutul fabricației și apoi minimum o dată pe lună. Aceste verificări trebuie și ele consemnate într-un registru.

Controlul prin terți se efectuează de către un laborator atestat și are loc cel puțin de două ori pe an. Dacă la controlul efectuat prin terți se constată o calitate necorespunzătoare și dacă măsurile ce se impun nu sînt aplicate în termenul stabilit, îi este retras producătorului semnul de calitate, ceea ce înseamnă că betonul produs de respectiva fabrică nu mai poate fi utilizat în nici un element de rezistență.

2) În Olanda, producția de beton-marfă a fost, în anul 1970, de 6,5 mil. m^3, consumînd aproximativ 37% din producția de ciment a țării.

Reglementarea producției, livrării și controlului betonului-marfă se face printr-un regulament elaborat de comisia de supraveghere a betonului-marfă și prin normativul privind livrarea betonului-marfă. Normativul reglementează relațiile dintre producătorul de beton-marfă și beneficiar.

Regulamentul conține prevederi referitoare la amplasarea fabricii de beton, depozitarea materialelor, instalațiile de dozare, laborator etc.

Dozarea părților componente se face gravimetric, precizia trebuind să fie de 1,5% la ciment și 2% la celelalte părți componente ale betonului.

Toleranțele admisibile la livrarea betonului-marfă pe șantier, față de prevederile din comandă, sînt următoarele :

— consistență ± 2 cm
— grad de compactare ±0,05
— aer oclus ±1%
— ciment ±7,5%
— adaosuri ±4%.

Regulamentul amintit mai sus permite atestarea fabricilor de beton de către comisia de supraveghere a betonului-marfă. Acest regulament nu constituie o normă oficială și deci poate fi schimbat oricînd apare necesar pentru a fi adaptat progresului tehnic.

Fabricile de beton care nu au fost atestate sînt în număr foarte redus și nu livrează un beton de calitate.

În concluzie, se constată dezvoltarea rapidă pe care o are producția de beton-marfă în R.F.G. și Olanda și reglementarea riguroasă, din punct de vedere calitativ, căreia îi este supus acest produs.

După **Zement und Beton** (Viena), nr. 65 (decembrie 1972)

MĂSURI TEHNICE ȘI ADMINISTRATIVE PENTRU ÎMBUNĂTĂȚIREA CONFORTULUI ACUSTIC AL CLĂDIRILOR ÎN FRANȚA

Printr-un decret publicat în „Journal Officiel de France'' la 10. II. 1972 (completat cu instrucțiunile de aplicare apărute la 29 iunie 1972 în „Le Bulletin Officiel du Ministère de l'Equipment et du Logement'') se stabilesc condițiile de izolare fonică și măsurile care trebuie avute în vedere la proiectarea, execuția și recepționarea clădirilor, pe întreg teritoriul Franței. Acest decret, care vine să completeze legea din 14 iunie 1969 (prin care s-au fixat anumite limite pentru zgomotul recepționat în interiorul unităților funcționale) reprezintă una dintre cele mai eficiente prescripții privind asigurarea confortului în clădiri, deoarece, spre deosebire de alte acte normative europene și americane din acest domeniu, conține și modificările necesare ale prețurilor plafon calculate anterior fără a se ține seama de lucrările de izolări fonice.

În numărul 300, din decembrie 1972, al revistei „Annales de l'Institutut Technique du Bâtiment et des Travaux publics'' se publică cronica unei conferințe de lucru organizată de Camera Sindicală Națională Franceză—Secția Izolări, în legătură cu adoptarea decretului amintit. Cu această ocazie, personalități din ministerele interesate, arhitecți și ingineri preocupați de problemele acusticii construcțiilor au analizat în cadrul a 16 comunicări, o serie de aspecte importante, ca :

a) Măsurile de asigurare a confortului fonic în contextul politicii generale de construcții.

b) Descrierea lucrărilor experimentale organizate pe șantierul de locuințe de la Creil (operația Gouvieux) în vederea stabilirii celor mai eficiente și raționale soluții constructive.

c) Aspecte teoretice și experimentale privind combaterea zgomotului ce provine de la surse interioare și exterioare clădirii.

d) Problema greșelilor constructive ce apar frecvent pe șantiere și a organizării controlului tehnic de calitate.

Vorbitorii care s-au ocupat de analizarea confortului fonic în cadrul politicii generale de construcții au fost de acord în a releva că ameliorarea condițiilor acustice nu trebuie redusă la îmbunătățirea pe linie de proiectare a unor anumite soluții de pereți sau de pardoseli și că pentru asigurarea scopului final trebue asigurat un complex de măsuri privind justa amplasare a clădirilor în mediul urban ; proiectarea corespunzătoare a distribuției unităților funcționale, a soluțiilor constructive și a agregatelor din instalații și, în special, calitatea execuției.

Ținînd seama de toate aceste condiții, ridicarea prețurilor plafon ale clădirilor apare ca o măsură, desigur, necesară, însă nu și suficientă. În comunicarea intitulată „Ce se înțelege prin confortul acustic?'' J. Desmadryl prezintă metoda de apreciere a categoriei de confort acustic al unei clădiri, în conformitate cu prevederile decretului apărut la 10.II.1972.

Astfel : Un ansamblu urban este împărțit în trei zone (rezidențială, economică, industrială) și, în cadrul fiecărei zone, o clădire poate fi caracterizată d.p.v. acustic printr-un punctaj ce variază de la 0 la 20, în funcție de izolarea acustică față de zgomotul aerian (între unitățile funcționale și în cadrul aceleiași unități funcționale), zgomotul de impact și din instalații, precum și față de zgomotul de trafic.

În funcție de punctajul caracteristic, clădirile se împart în trei categorii de confort (o stea : pentru un punctaj de 8—14 puncte ; două stele : pentru un punctaj de 14—19 puncte ; trei stele : pentru un punctaj de 20 puncte). Sporul de preț față de prețul plafon corespunzător zonei urbane respective este de 6,5% în cazul unei clădiri caracterizate prin punctajul maxim (ceea ce corespunde la un spor de 0,325 %/punct). În legătură cu acordarea punctajului, trebuie spus că el se aprobă în mod provizoriu la avizarea proiectelor și se definitivează prin măsurări acustice la darea în folosință, cînd se stabilesc și prețurile reale de vînzare.

Referitor la măsurile constructive ce urmează a fi incluse în proiectele îmbunătățite s-a menționat că autoritățile franceze au organizat, prin antrepriza Guerra — Tarcy, un șantier experimental de locuințe la Creil. Din comunicările ce s-au ocupat de prezentarea acestui șantier (H. Gerard, J.F. Roverato) a rezultat că principalele măsuri adoptate au fost : folosirea dalelor flotante, includerea conductelor de instalații în incinte izolate (băile au fost separate între ele prin pereți dubli), sporirea masei *elementelor despărțitoare dintre băi (sau bucătării) și camere de locuit, folosirea la ferestre a unor geamuri de 6 mm etc.*

În anumite apartamente nu s-au montat dale flotante, asigurîndu-se însă beneficiarilor covoare mochetă de calitate bună, caracterizate printr-o îmbunătățire a izolării fonice la zgomot de impact apropiată de cea a dalelor flotante. Foarte mulți beneficiari s-au declarat mai mulțumiți cu cea de-a doua soluție.

O serie de comunicări prezentate la conferință s-au ocupat de combaterea zgomotelor care pătrund într-o unitate funcțională, din interiorul clădirii (B. Marseille) sau din exteriorul acesteia (P. Gilbert, J. Girard), precum și de combaterea zgomotelor din instalații (F. Clain, J. Girard).

În lucrarea intitulată ,,Comportamentul uman în raport cu zgomotele exterioare clădirii (zgomote de trafic) ''*P. Gilbert exprimă un punct de vedere interesant, și anume că senzația de disconfort se datorează atît nivelului ridicat al zgomotelor înregistrate, cît și, mai ales, variației aleatoare în timp a acestora. Autorul propune cu această ocazie definirea unui indice de jenă care să țină seama de ambii factori. Lucrarea se bazează pe o serie de măsurări acustice efectuate, în circa 600 puncte din Paris, de către laboratorul de acustică al C.S.T.B.*

O atenție deosebită s-a acordat în cadrul conferinței măsurilor de control ce urmează a fi adoptate pentru verificarea lucrărilor de izolare fonică. După ce M. Meisser s-a ocupat într-o comunicare de greșelile cele mai frecvente ce apar pe șantiere la acest gen de lucrări (executarea unor prinderi rigide în locul prinderilor elastice prevăzute prin proiect; formarea de punți de contact în cazul dalelor flotante și al pereților dubli; fixarea greșită a ferestrelor; schimbarea materialelor amortizoare fără consultarea proiectantului etc.), J. Desmadryl și G. Heymans au analizat metodele de control pe șantiere în lumina decretului din 10. II. 1972.

GRAJDURI PREFABRICATE

prezentate la expoziția D.L.G. 1972 (R.F.G.)

Avantajele cunoscute ale prefabricării construcțiilor, ca element al industrializării acestora, au dus la pătrunderea acestei tehnologii constructive și în domeniul grajdurilor, astfel că în prezent 9% dintre aceste construcții sînt realizate prin prefabricare, acest procent tinzînd să crească în următorii ani.

În cadrul expoziției D.L.G.'72, mai multe firme au prezentat soluții noi de grajduri prefabricate.

Una dintre firme a prezentat un tip de grajd format din compartimente succesive (fig. 1); acest grajd rece—realizat pentru vaci — are forma unei hale fără stîlpi interiori de susținere, structura de rezistență fiind formată din cadre cu trei articulații și grinzi cu zăbrele. Suprafețele neizolate ale acoperișului sînt realizate, fie din azbociment, fie din aluminiu ondulat. Pereții sînt din dulapi de lemn, de 5—7 cm grosime, îmbinați în lamba și uluc. Grajdul primește lumină prin niște benzi de iluminare din poliester ondulat întărit cu fibre de sticlă. Ventilația se realizează prin tiraj natural, deasupra boxelor de lîngă perete, cu ajutorul unor plăci de 180 cm lățime din material plastic — care se aplică pe jgheabul de acoperiș — aerul ieșind prin deschizături practicate în coama acoperișului. Acest tip de grajd se realizează în trei variante :

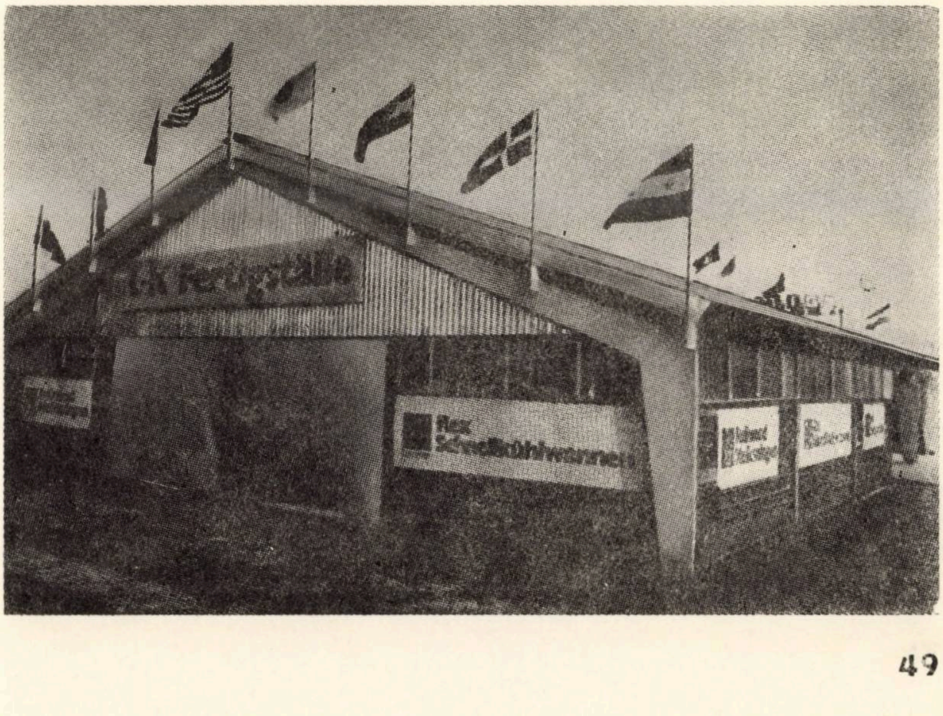


Fig. 1 – Grajd prefabricat, cu boxe

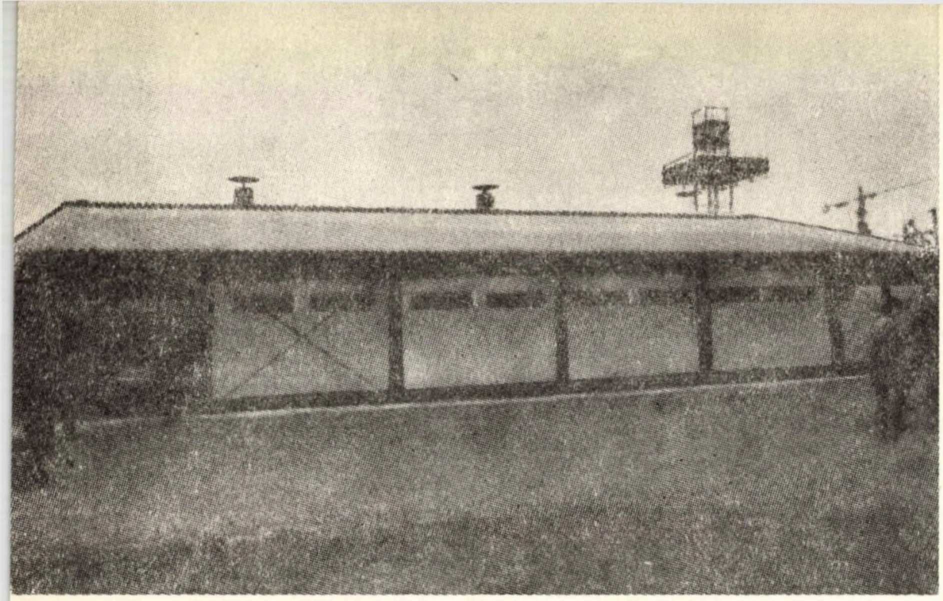


Fig. 2 – Vedere exterioară a grajdului prefabricat

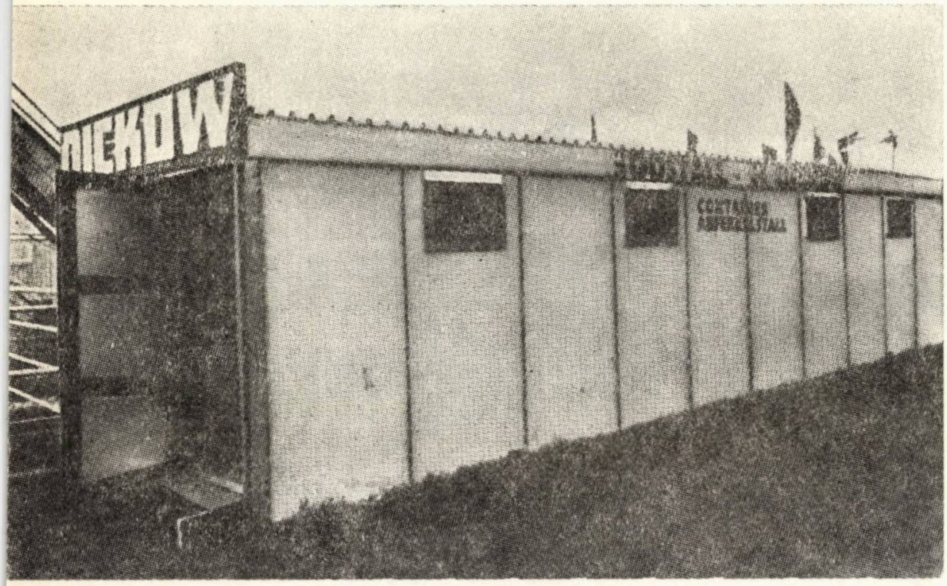


Fig. 3 – Grajdul conteiner

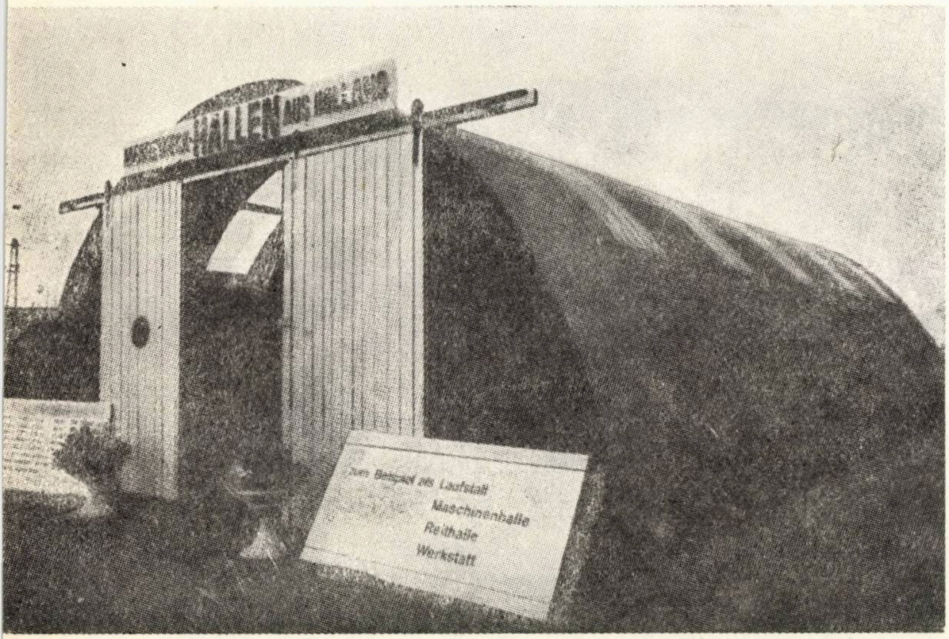


Fig. 4 – Grajd olandez cu mai multe destinații

- varianta A : deschiderea este de 18,20 m, iar lungimea variază în funcție de numărul necesar de bovine (între 40 și 120 de vaci) ; se construiește cu trei rînduri de boxe pentru poziția culcată, paralele cu o axă de furajare prin care poate trece un vehicul mecanizat ;
- varianta B : deschiderea este de 11,50 m, pentru 30–64 de vaci ; construcția comportă un număr de boxe pentru culcat și furajat ;
- varianta C : deschiderea este, fie de 20,20 m, fie de 22,20 m, avînd cîte 4 boxe paralele față de axa de furajare ; este concepută pentru unitățile mari, de pînă la 300 de vaci, și s-a avut în vedere ca, cel puțin pentru vacile cu randament ridicat, să se asigure spații separate de furajare, pentru a putea fi hrănite cu furaj concentrat.

O altă firmă a prezentat tipuri de grajduri complete, adică, în afară de construcția propriu-zisă, aceasta execută și fundația, pardoseala, instalațiile interioare, dispozitivele pentru înlăturarea gunoiului de grajd etc. ; o caracteristică importantă a acestora este reprezentată de ponderea mare a materialelor sintetice folosite. Structura de rezistență este formată din cadre și grinzi cu zăbrele, cu susțineri din profile de oțel la fiecare 3,60 m în lungul construcției (fig. 2). Elementul de perete este format din plăci din material sintetic, groase de 5 cm, avînd dimensiunile de 1,25 m × 3,60 m și fiind acoperite pe ambele părți cu straturi epoxi-laminate armate cu țesătură de sticlă. Izolația termică se realizează prin elementele interioare de perete și prin aplicarea de plăci din material expandat întărit. Ventilația se face sub forma ventilației cu exhaustor, aerul introducîndu-se peste niște plăci reglabile așezate sub jgheabul acoperișului, evacuarea realizîndu-se prin aspiratoare de acoperiș. Lățimile acestor tipuri de grajduri sînt de 10,80 m și 13,20 m, iar lungimea minimă de 21,60 m, putînd fi prelungită cu porțiuni de cîte 3,60 m. Aceste tipuri de grajduri pot avea multiple întrebuințări și diverse instalații :

— îngrășătorie pentru 300 de porci cu automate de furajare și adăpare, ventilație cu exhaustor, avînd un dispozitiv pliant de împingere sub culoar ;

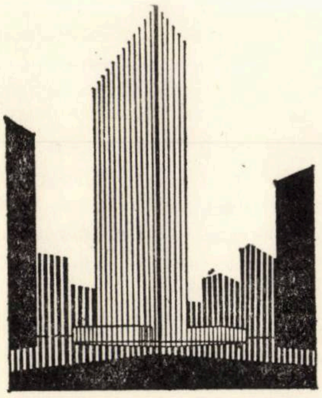
— grajd pentru 40 vaci de lapte, cu boxe de captare și dezlegare în grupuri ; spațiile pentru muls sînt în formă de oase de pește, cu cîte patru mulgătoare și canale pentru scurgerea gunoiului de grajd, acoperite cu grătare ;

— grajd pentru 50 vaci de lapte, cu locuri în poziție culcată, cu aceleași spații pentru muls ; are spațiu de furajare cu furaje concentrate, sală de mașini și cămară pentru lapte, grilaj de autofurajare, dispozitiv pliant pentru îndepărtarea gunoiului și aerisire cu exhaustor.

O noutate a reprezentat-o un grajd tip conteiner (fig. 3) ; acesta se livrează sub forma unei construcţii finite, pe şantier nerămînînd decît să se conecteze sursa de energie. Este destinat mai ales pentru porci şi are dimensiunile de 12,40 m în lungime şi 3,00 m în lăţime. Pereţii sandviş sînt din plăci de azbociment de 4 cm grosime, cu o izolare plană din material sintetic. Acoperişul este confecţionat din tablă de aluminiu, fiind izolat.

- Conteinerul pentru purcei este compus din 12 baterii de cuşti, cu furajare şi adăpare automată, încălzire şi rezervoare de apă ; capacitatea este pentru 120 purcei de pînă la 25 kg fiecare sau pentru 100 purcei de pînă la 40 kg fiecare.
- Conteinerul pentru fătat conţine 8 cocine încălzite, cu automate de furajare şi adăpare. O construcţie dublă, cu dimensiunile 12,40 m × 6,80 m, are 16 cocine.
- Conteinerul pentru îngrăşat, realizat sub forma unităţilor duble (12,40 m × 6,80 m), conţine 10 cocine cu automate de furajare şi de adăpare. Capacitatea este de 140 porci cu o greutate individuală de la 30 kg la 100 kg.

O firmă olandeză a prezentat un grajd cu mai multe destinaţii (fig. 4) ; acest tip comportă o structură din ţevi de oţel, tablă zincată ca element de perete şi acoperiş şi pane din lemn. Dimensiunile construcţiei prefabricate pot fi, în mod uzual, următoarele : 7,60 m × × 20,00 m × 3,75 m ; 8,60 m × 20,00 m × 4,75 m ; 11,00 m × 30,00 m × 5,50 m × 12,00 m × 40,00 m × 5,50 m ; se pot realiza şi mai mari — 20,00 m × × 60,00 m × 6,50 m. Acest tip de grajd prefabricat se impune a fi folosit pentru bovine, pentru care, dacă se folosesc grajduri realizate prin metode clasice, ponderea amortizării construcţiei în costurile produsului finit este foarte mare, pe cînd în această soluţie este sensibil redusă.



NIKEX
exportă

pentru
industria
construcţiilor

VIBRATOARE:

Vibrator cu plăci
Vibrator rutier
Vibrator pentru cofraje
Vibrator pentru bare

MACARA-TURN
PENTRU
CONSTRUCŢII

cu sarcină utilă pînă la 10 t/m

NIKEX
BUDAPEST

Întreprindere ungară
de comerţ exterior
pentru produsele
industriei grele

1051 Budapesta V
József Nádor tér 5-6
UNGARIA

Telefoane: 183-880
185-960
P.O Box 128, Budapseta 5
Telex: 22 49 71

Durabilitatea mortarelor de ciment portland, carbonate şi necarbonate în prezenţa sulfaţilor

Institutul de construcţii *Eduardo Torroja*, (*Spania*) în colaborare cu *Cembureau*, prezintă în Caietul său de Cercetări nr. 27/febr. 1973 rezultatele încercărilor privind comportarea mortarelor de ciment de tip Portland, clasa rezistenţe iniţiale mari P—450, carbonatate şi necarbonatate în prezenţa sulfaţilor (autori : Tomás Vázquez şi Olga Fernández- Peña).

Încercările au fost efectuate prin metoda Koch şi Steinegger, urmărindu-se comportarea pe o perioadă de 1 an de zile, cu încercări intermediare la 1, 3, 6, 9, luni, în diverse medii agresive, şi anume : apă (probe etalon), apă de mare artificială (preparată după prescripţiile date de British Research Station), soluţie saturată de sulfat de calciu, amestec de soluţie în proporţie de 50% soluţie saturată de sulfat de calciu şi 50% soluţie de sulfat de magneziu de aceeaşi concentraţie, soluţie de sulfat de sodiu 5%, soluţie de sulfat de magneziu 10%, soluţie de sulfat de amoniu 5% şi soluţie de clorură de amoniu 5%.

Comportarea la coroziune a prismelor păstrate în medii corosive s-a stabilit prin *„coeficientul de coroziune la sulfaţi"* sau *„indicele de durabilitate"* care a rezultat din raportul dintre media aritmetică a rezistenţelor la încovoiere pe prismele păstrate în soluţia agresivă şi cea obţinută pe prismele martor (păstrate în apă).

Pentru verificarea influenţei carbonatării asupra durabilităţii cimentului în medii agresive autorii au prezentat trei serii de încercări. Prin încercările efectuate în seria a doua (pe probe necarbonatate) s-a verificat reproductibilitatea rezultatelor obţinute la încercările efectuate în cadrul primei serii, iar cele din a treia serie (pe probe carbonatate) au fost comparate cu rezultatele obţinute în cadrul încercărilor din seria a doua. Probele de mortar carbonatate au fost păstrate timp de 28 de zile într-o atmosferă cu umiditate absolută, apoi la temperatura ambiantă a laboratorului timp de 0,30—1,0 oră (cît a durat ştergerea şi manevrarea probelor), după care au fost introduse pentru o perioadă de 3 zile într-o atmosferă saturată cu CO_2 la o temperatură de aprox. 20°C.

Concomitent cu interpretarea comportării la coroziune prin indicele de durabilitate, s-au efectuat analize de spectre de absorbţie de raze infraroşii pentru explicarea anumitor fenomene ce au condus la reducerea rezistenţelor mecanice pe epruvetele studiate.

Din compararea rezultatelor obţinute în primele două serii de încercări autorii au indicat următoarele comportări ale cimentului P—450 în mediile corosive menţionate :

— în soluţie saturată de sulfat de calciu, rezistenţele epruvetelor cresc progresiv pînă la 6 luni, după care descresc ;

— în soluţie de amestec de sulfaţi ($SO_4Ca + SO_4Mg$), rezistenţele epruvetelor indică o comportare similară cu cea din cazul soluţiei saturate de sulfat de calciu ;

— în apă de mare artificială, rezistenţele maxime se prezintă la 9 luni ;

— în soluţie de sulfat de sodiu 5%, rezistenţele maxime se obţin la o lună sau 6 luni (în funcţie de seria de încercări), după care ele scad brusc şi progresiv ;

— în soluţie de sulfat de magneziu 10%, rezistenţele maxime se obţin la 3 sau 6 luni (în funcţie de seria de încercări) după care ele descresc ;

— în soluţie de sulfat de amoniu 5%, rezistenţele maxime se obţin la o lună, după care ele scad progresiv ;

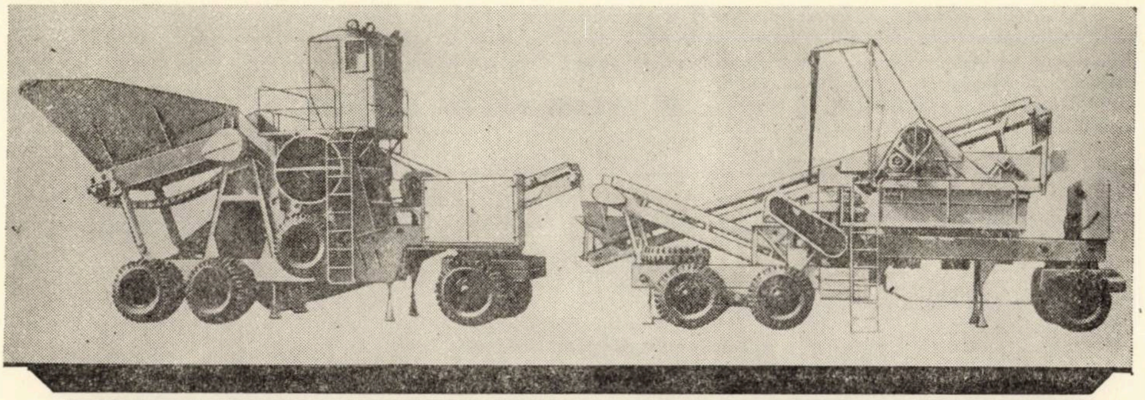
— în soluţie de clorură de amoniu 5%, comportarea este similară ca la epruvetele păstrate în soluţie de sulfat de amoniu.

Din verificarea comportării epruvetelor efectuată în cadrul celor două serii, rezultă că metoda Koch şi Steinegger nu dă în toate cazurile rezultate reproductibile cînd se aplică pe cimentul studiat (P—450).

În ceea ce priveşte concluziile obţinute pe baza analizelor de spectre de absorbţie de raze infraroşii, rezultă că, în general, reducerea rezistenţelor mecanice a epruvetelor se datorează formării gipsului în soluţiile de sulfat de sodiu şi sulfat de magneziu într-o formă progresivă ; pe suprafaţa epruvetelor păstrate în soluţiile în care intervine cationul de Mg^{+2} se formează progresiv şi hidroxidul de magneziu care însă dispare la vîrste superioare. De asemenea, se observă o formă progresivă a fazei tobermoritice, în dauna silicoaluminaţilor, care poate cauza o reducere a rezistenţelor mecanice respectiv a durabilităţii epruvetelor. În soluţiile de sulfat de sodiu 5%, sulfat de magneziu 10%, amestec de sulfaţi şi apă de mare artificială se observă formarea carbonatului de calciu amorf, iar pe epruvetele păstrate numai în soluţie de sulfat de magneziu 10% se formează la suprafaţa epruvetelor şi aragonit.

În ceea ce priveşte influenţa carbonatării asupra comportării în mediile corosive studiate — verificate prin viteza de dizolvare sau de atac a epruvetelor — a rezultat că epruvetele carbonatate au prezentat o comportare mai bună în soluţia de amestec de sulfaţi ($SO_4Ca + SO_4Mg$), apă de mare artificială şi soluţia de sulfat de magneziu 10% (pînă la vîrsta de 9 luni) şi o comportare mai slabă în soluţia de sulfat de sodiu 5%, sulfat de amoniu 5%, soluţia saturată de sulfat de calciu şi soluţia de clorură de amoniu 5%.

Chim. **D. Teodorescu**
INCERC



Pentru concasarea
și sortarea calcarurilor,
granitului, gresiei și altor roci
și materiale de construcții

Concasoarele-sortatoare mobile pe pneuri
sînt utilizate la construcții și reparații de drumuri, autostrăzi, aerodromuri, lucrări hidraulice și alte construcții de beton.

Modelul D-562, cu motor electric sau Diesel,
este prevăzut pentru o sortare în trei fracțiuni pînă la 12 m³ oră

Modelul SM-739/SM-740

... cu motor electric
... concasare în două trepte
... sortare în trei fracțiuni

... se poate completa la nevoie cu stații Diesel-electrice
... randament pînă la 45 m³/oră

Livrabile cu unelte, accesorii și piese de schimb.

MACHINOEXPORT
☎ 147-15-42 SSSR MOSKVA 117330 7207 MOSKVA V-330

PUBLICOM

Redacţia invită pe constructorii de toate specialităţile din cercetare, proiectare, învăţămîntul superior şi execuţie să-şi împărtăşească realizările, să pună în discuţie probleme actuale ale ramurii în paginile revistei noastre.

Pentru specialiştii care doresc să trimită articole, publicăm mai jos

PROFILUL TEMATIC AL REVISTEI "CONSTRUCŢII" PE DOMENII DE SPECIALITATE

1. *Probleme generale de construcţii*

- Organizarea ramurii şi a unităţilor de construcţii-montaj.
- Cercetarea şi dezvoltarea tehnică în construcţii.
- Tipizarea şi proiectarea construcţiilor.
- Prescripţii tehnice în construcţii.

2. *Concepţia şi calculul structurilor*

- Teoria structurilor (determinarea încercărilor pe baze probabilistice; analiza criteriilor de siguranţă; metode noi de calcul, inclusiv utilizarea calculatoarelor electronice etc).
- Analiza teoretică şi experimentală a comportării structurilor la diferite solicitări şi în special la comportări dinamice şi seismice. Inginerie antiseismică.
- Calculul structurilor în domeniul plastic.
- Mecanica experimentală a structurilor
- Alcătuirea şi calculul unor structuri speciale de construcţii.

3. *Încercări şi măsurări în construcţii (Metode şi aparatură de încercări, prezentarea de încercări efectuate)*

- Încercări de rezistenţă pe elemente şi structuri (pe modele, pe elemente şi construcţii în mărime naturală).
- Încercări nedistructive.
- Încercări la foc.
- Alte categorii de încercări şi măsurări.

4. *Sisteme, procedee şi tehnologii noi de construcţii*

- Sisteme constructive şi tehnologii de execuţie pentru diferite categorii de construcţii (civile, industriale, agrozootehnice, inginereşti etc.).
- Procedee tehnologice pentru confecţionarea, punerea în operă, montarea diferitelor elemente, structuri şi lucrări de construcţie.

5. *Folosirea noilor materiale de construcţii*

- Materiale noi pentru structuri de rezistenţă a construcţiilor (cimenturi şi betoane de mărci superioare; oţeluri de înaltă rezistenţă pentru armături în beton armat şi beton precomprimat sau pentru construcţii metalice, betoane uşoare, aliaje de aluminiu etc.).
- Materiale noi pentru elemente de închidere, pentru lucrări de izolaţii şi finisaje, în special mase plastice.
- Materiale noi pentru lucrări de instalaţii.

6. *Mecanica pămînturilor. Fundaţii*

- Metode şi aparatură pentru cercetarea terenului de fundare.
- Metode de calcul pe terenul de fundare.
  Fundarea construcţiilor pe terenuri loessoide. Consolidări.
- Procedee de fundare.

7. *Beton, beton armat, beton precomprimat*

- Materiale, proprietăţi, tehnologie.
- Elemente şi structuri de construcţie din beton armat şi beton precomprimat (alcătuire, comportare, metode de calcul, execuţie, prefabricare).

8. *Construcţii metalice*

- Caracteristicile materialelor.
- Alcătuirea şi comportarea elementelor şi structurilor.
- Metode de calcul, condiţii de execuţie.

9. *Fizica construcţiilor. Izolări*

- Izolaţi termice.
- Combaterea umidităţii. Izolaţii hidrofuge.
- Acustica în construcţii.
- Confortul în construcţii.

10. Elemente de închidere, protecție și finisare a construcțiilor

- Pereți, acoperișuri, învelitori.
- lemente de finisare (pardoseli, tavane etc).
- Protecția construcțiilor contra coroziunii.

11. Instalații și echipamente pentru construcții

- Încălzire, ventilare, climatizare.
- Instalații tehnico-sanitare.
- Instalații electrice
- Ascensoare și alte echipamente.

12. Mecanizarea lucrărilor de construcții

- Dezvoltarea mecanizării în construcții, în special pentru lucrări grele și cu volum mare de muncă.
- Mecanizare complexă.
- Transporturi și manipulări de materiale. Conteinerizare și paletizare.
- Asimilări de utilaje, scule și dispozitive moderne pentru mecanizarea lucrărilor de construcții.

13. Conducerea și organizarea lucrărilor de construcții. Probleme economice în construcții. Cibernetica economică în construcții

- Organizarea conducerii producției și a muncii. Perfecționarea sistemului informațional în construcții.
- Cercetarea operațională în construcții, optimizarea proceselor de producție, transport, reparație, aprovizionare.
- Baza normativă a economiei construcțiilor.
- Organizarea execuției lucrărilor de construcții.
- Eficiența economică în construcții.

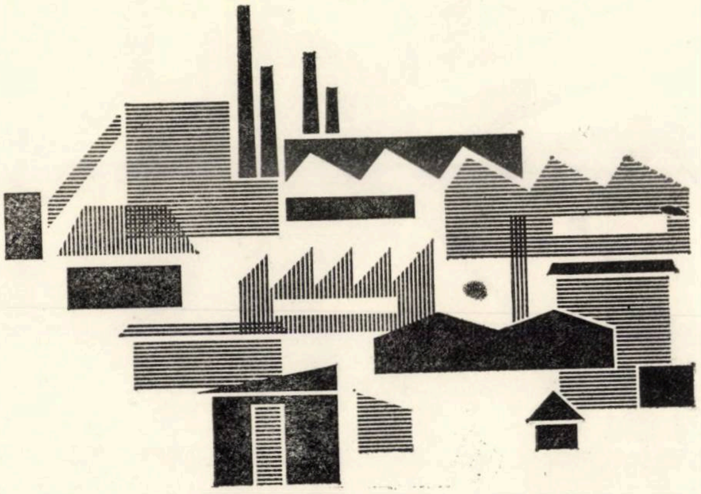
14. Realizări remarcabile de construcții civile, industriale și inginerești

- Prezentarea complexă de lucrări remarcabile (clădiri, poduri și alte construcții) sub aspectul soluțiilor de proiect și al tehnologiilor de execuție, inclusiv rezultate tehnico-economice obținute.

15. Rubrici speciale

Prezentarea succintă de date și informații tehnice asupra următoarelor probleme de construcții:

a. Cronici — manifestări tehnico-științifice din țară și din străinătate;
— din activitatea unor organisme sau instituții internaționale de construcții etc.).
b. Recenzii — Bibliografie — Revista revistelor.
c. Note tehnice (comentarii asupra unor probleme de construcții).
d. Documentare — extrase de noutăți din reviste tehnice străine;
— relatări ale specialiștilor constructori români care au efectuat deplasări în străinătate)
e. Comentarii de prescripții tehnice.
f. Din trecutul tehnicii românești a construcțiilor.
g. Tratarea defectelor în construcții.
h. Reciclarea cadrelor superioare din construcții.
i. Probleme de prognoză în construcții.
j. Diverse.



La construcţia şi reparaţia şoselelor şi căilor ferate, aerodromurilor, instalaţiilor hidraulice şi la construcţia de clădiri industriale, administrative şi de locuit se folosesc cu succes

INSTALAŢII COMPLETE, MOBILE, DE CONCASARE ŞI TRIERE PDSU—200

Modelele PDSU—200

- prelucrează roci eruptive şi sedimentare, pietriş şi nisip;
- au un randament de 200 m³ oră ;
- sînt alcătuite din 11 mecanisme diferite de alimentare, sortare, concasare şi transport, care execută operaţii tehnologice autonome;
- asigură cerinţele de piatră spartă de fracţiuni diferite;
- permit executarea de operaţii tehnologice variate, în functie de tipul de roci care se prelucrează şi de mărimea şi calitatea fracţiunilor.

MACHINOEXPORT

☎ 147-15-42 SSSR MOSKVA 117330 7207 MOSKVA V-330

PUBLICOM

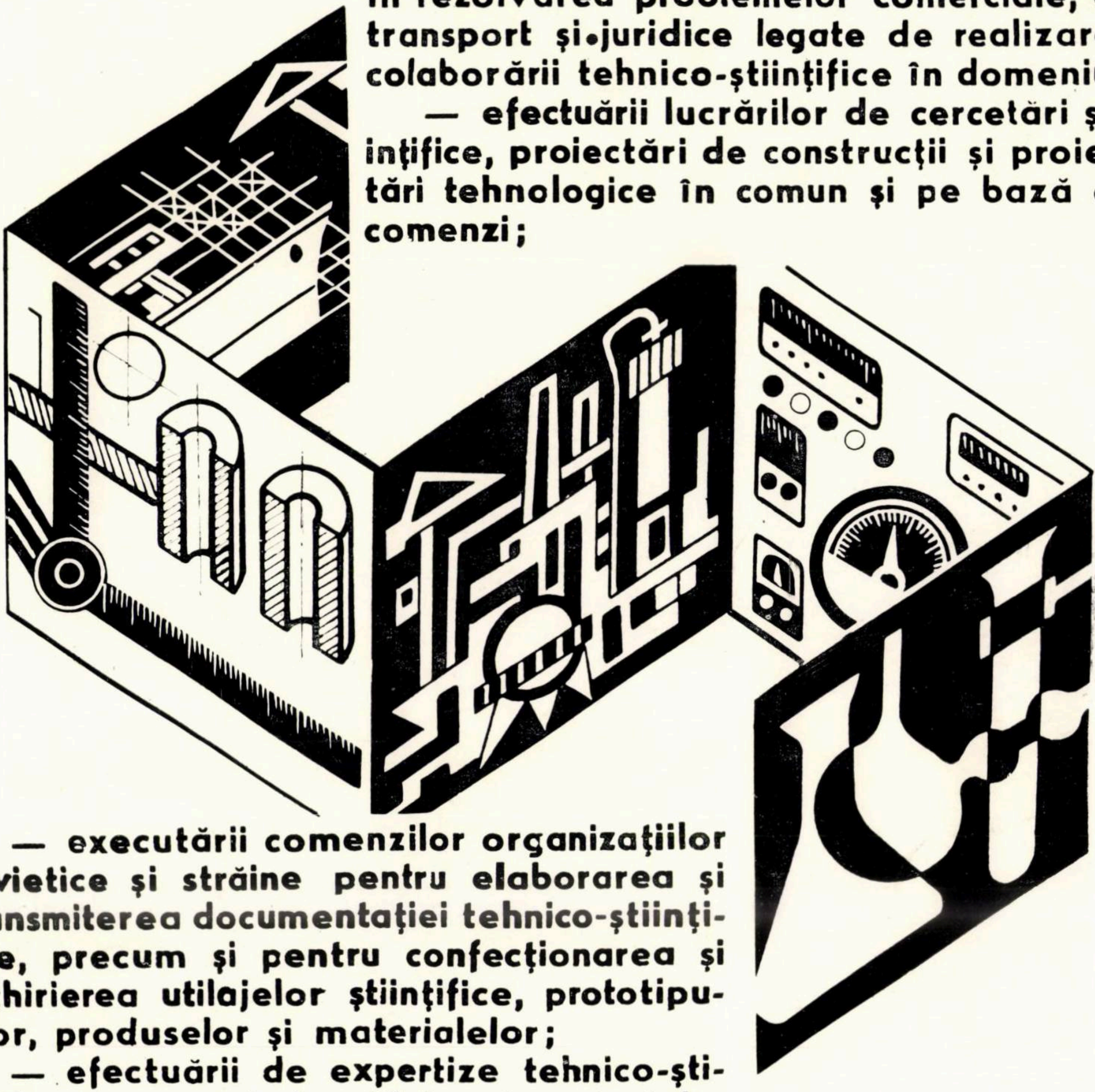
ORGANIZAŢIA UNIONALĂ

„VNEŞTEHNIKA“

MOSCOVA, U.R.S.S.

acordă sprijin organizaţiilor de cercetări ştiinţifice, proiectări de construcţii şi proiectări tehnologice, întreprinderilor industriale şi firmelor sovietice şi străine în rezolvarea problemelor comerciale, de transport şi juridice legate de realizarea colaborării tehnico-ştiinţifice în domeniul;

— efectuării lucrărilor de cercetări ştiinţifice, proiectări de construcţii şi proiectări tehnologice în comun şi pe bază de comenzi;



— executării comenzilor organizaţiilor sovietice şi străine pentru elaborarea şi transmiterea documentaţiei tehnico-ştiinţifice, precum şi pentru confecţionarea şi închirierea utilajelor ştiinţifice, prototipurilor, produselor şi materialelor;

— efectuării de expertize tehnico-ştiinţifice, încercări de utilaje şi materiale, consultaţii.

ORGANIZAŢIA UNIONALA „VNEŞTEHNIKA“
U.R.S.S., MOSCOVA, UL. GORKOGO 11.

PUBLICOM

ENGINEERING
Studien, Planung
Dienstleistungen
Bauten
Montage
Installationen

ARCOM

Calea Victoriei 91—93
Fernruf: 14 98 33
Drahtanschrift: ARCOM—Bukarest
Fernschreiber: 490
ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCŢII-MONTAJ
RUMÄNISCHES UNTERNEHMEN
FÜR BAU- UND MONTAGEARBEITEN

E1688

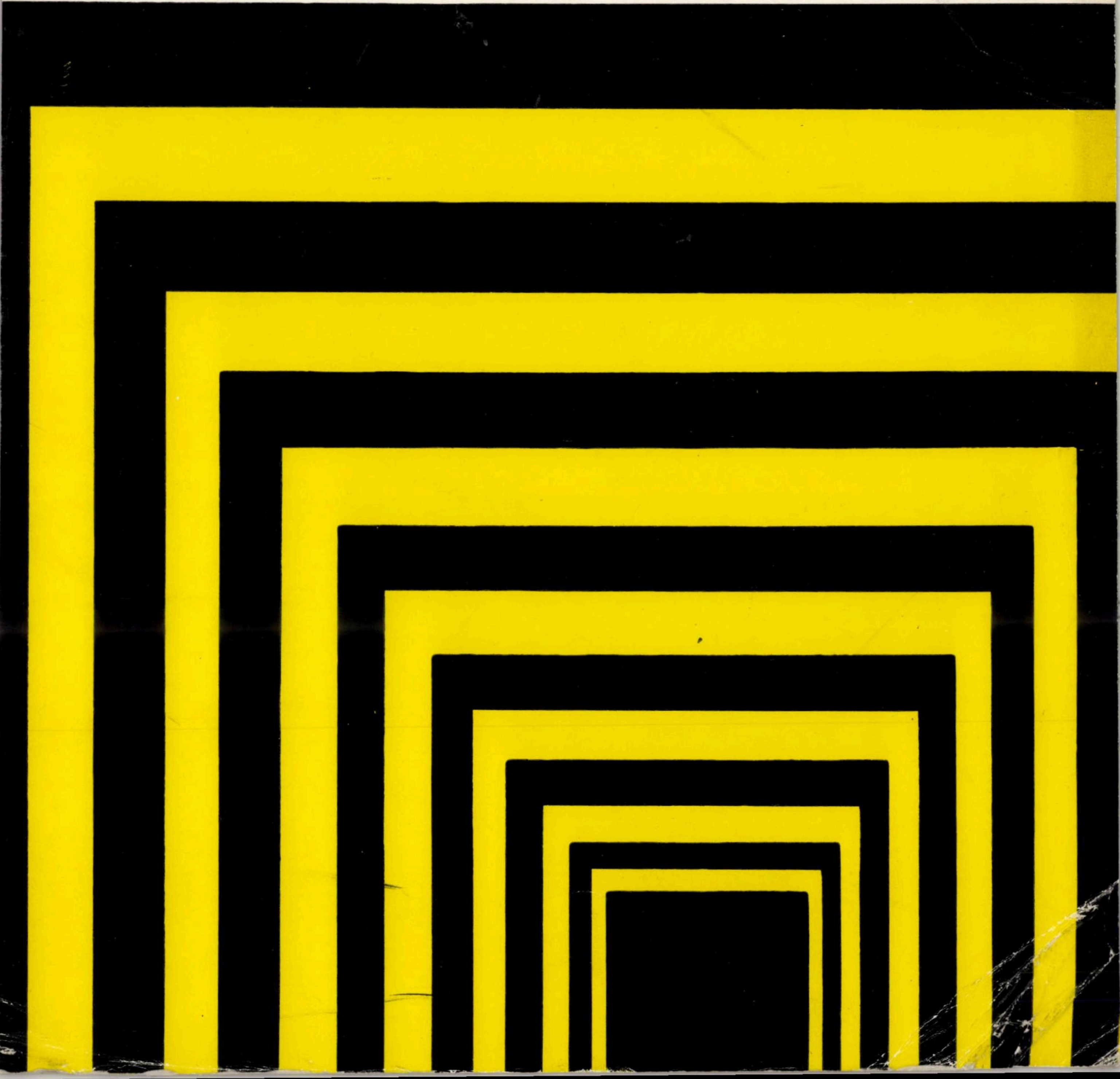
06

CONSTRUCȚII

R

REFERÁLVA

10 ▫ 1973



CONSTRUCŢII

Nr. 10/1973
ANUL XXV

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR

CUPRINS

Asist. ing. Maria ROŞU, conf. dr. ing. Corneliu BOB, prof. ing. Constantin AVRAM R

Beton de ciment polimerizat 1

Prof dr. ing. Virgil FOCŞA, ing. Nguyen VAN DUC R

Caracteristicile termice ale acoperişurilor-terasă cu canale de ventilare şi optimizarea proiectării lor 6

Ing. Gheorghe OBLEMENCO R

Consideraţii privind alcătuirea matricei generale de rigiditate a unei structuri de rezistenţă alcătuită din elemente structurale idealizate (elemente finite) 16

Prof. ing. Dan GHIOCEL, ing. Dan FRANGOPOL R

Analiza influenţei dependenţei corelative între momentele plastice şi între încărcări asupra probabilităţii de apariţie a mecanismelor de cedare la structurile elasto-plastice 23

Ing. Gabriel Adrian ŞERB R

Contribuţii privind simplificarea calculului numeric pentru rezolvarea sistemelor de ecuaţii lineare tridiagonale prin trimiteri în o singură etapă 33

Dr. ing Dinu NICULESCU

Cercetări şi rezultate experimentale privind comportarea îmbinărilor cu şuruburi de înaltă rezistenţă din oţel, zincate, aplicate la elemente şi structuri portante executate din aliaje de aluminiu 39 C

Ing. Gad CALMANOVICI

Noi aspecte ale armării elementelor de beton cu plase sudate în R. F. Germania 45 C

RECENZII

DOCUMENTARE

CONSTRUCŢII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCŢIILOR
INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACŢIE:

Ing. EMILIAN BAICULESCU

Acad. prof. ing. ŞTEFAN BĂLAN

Acad. prof. ing. AUREL BELEŞ

Ing. TRAIAN BIGAN

Ing. CĂLIN DAN

Prof. ing. RĂDUCANU CIOROIU

Prof. dr. ing. DAN F. DUMITRESCU

Ing. VASILE DUMITRESCU

Ing. DINU ELIADE

Dr. ing. IOAN FĂCĂOARU

Prof. dr. ing. VIRGIL FOCŞA

Ing. DAN GHIŢESCU

Ing. MIRCEA IATAN

Ing. PANAIT IONESCU

Ing. NICOLAE LASZLO

Prof. ing. DAN MATEESCU

Ing. HERCULE MĂNESCU

Prof. ing. MIRCEA MIHAILESCU

Ing. ION NEAGU

Ing. RADU NEGRU

Ing. DINU NICULESCU

Ing. TUDOR PATELLI

Ing. MIRCEA POPOVICI

Ing. MIHAI RAMBA

Ing. ŞTEFAN RĂDVAN

Ing. MIRCEA SIMNICEANU

Prof. ing. ION STĂNCULESCU

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU

Ing. ADRIAN STĂNESCU

Ing. ARA TACORIAN

Ing. I. TORINGHIBEL

Ing. ION VASILESCU

Ing. MIRCEA VERNESCU

Ing. PETRU VERNESCU

REDACTOR RESPONSABIL:

Ing. MIRCEA LUPAN

EDITOR:

MINISTERUL CONSTRUCŢIILOR INDUSTRIALE

ADMINISTRAŢIA:

CENTRUL DE DOCUMENTARE
PENTRU CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ
ŞI SISTEMATIZARE

Bd. 1848 nr. 10

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuţa poştală nr. 2980. Of. poştal 22, **Telefon : 16 49 14**

ŞEFUL REDACŢIEI: *Alexandru Ţînţăreanu*

REDACTORUL EDIŢIEI: *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACŢIE: *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I.P. Informaţia — str. Brezoianu nr. 23 — Bucureşti

ABSTRACTS

C. AVRAM, C. BOB, M. ROŞU : Polymerized cement concrete

The paper deals with the results of research carried out with the purpose of establishing the production technology of concretes impregnated with polymers, and their characteristics.

V. FOCŞA, NGUYEN VAN DUC : Technical features of flat-roofs incorporating ventilation ducts and optimization of their design

The paper deals with heat transmission in summer, in a quasi-stationary regime through flat-roofs, taking into account the air circulation due to wind pressure, by choosing the best structure from the thermal viewpoint : layers placement, ventilation-duct height, temperature fluctuation flattening, mass transfer into the duct, etc.

Gh. OBLEMENCO : Considerations on the formation of the general rigidity matrix of a supporting framework consisting of idealized (finite) structural elements

Two procedures for the formation of the total rigidity matrix of a supporting framework consisting of an assembly of idealized (finite) structural elements are presented.

Considering that the rigidity matrices of the idealized elements are known, when related to the general axes system of the assembled structure, the procedures presented allow the ,,assembling'' of these matrices for any type of idealized element, including the possibility to ,,assemble'' the substructure rigidity matrices.

D. GHIOCEL, D. FRANGOPOL : Analysis of the effect of correlation dependence between plastic moments and loads on the probability of collapse mechanism occuring in elasto-plastic structures

After a critical discussion of the calculation methods for the plastic range, when the advantages resulting from the probabilistic approach of structural safety are emphasized, the fundamental hypotheses of the semi-probabilistic method to be applied when assessing the probability of plastic collapse of structures are formulated. Both the loads and the plastic moments from the critical cross sections are considered as random variables. The effect of correlation between unit yield stresses and loads on the probability of plastic collapse mechanisms occurrence, corresponding to a determined loading condition, is then analyzed.

G. A. ŞERB : Methods to simplify the numerical computations meant to solve sets of linear tridiagonal equations by transfer in a single stage

The sets of tridiagonal equations are frequently met with in structural statics. To solve them, various methods of computation can be used, the most usual being the method of transfer in a single stage or by fixed points.

The paper presents a new form of organizing the computation, permitting to carry it out entirely on the structure graph, starting directly with data from the initial system and eliminating the intermediate stage for the determination of the transfer coefficients and initial values.

D. NICULESCU : Research and experimental results concerning the behaviour of joints with high-resistance galvanized steel bolts used in supporting elements and structures made of aluminium alloys

On the basis of tests he had carried out, the author demonstrates the advantages offered by high-resistance bolt joints as regards the strength capacity in comparison with traditional bolt joints.

RÉSUMÉS

C. AVRAM, C. BOB, M. ROŞU : Béton de ciment polymérisé

On présente les résultats des recherches entreprises dans le but d'établir la technologie propre à obtenir le béton imprégné aux polymères, dont les caractéristiques sont aussi analysées.

V. FOCŞA, NGUYEN VAN DUC: Caractéristiques techniques des toiture-terrasses à conduits de ventilation. Optimisation d'élaboration de leur projet.

L'article traite du transfert, en été, de la chaleur en régime quasi-stationnaire à travers les toitures-terrasses compte tenu de la circulation de l'air grâce à la pression du vent, avec le choix de la structure optimale du point de vue thermique : emplacement des couches, hauteur du conduit de ventilation, atténuation des oscillations de température, transfert de masse dans le conduit.

GH. OBLEMENCO : Considérations concernant la formation de la matrice générale de rigidité d'une structure de résistance comportant des éléments de structures idéalisés (éléments finis)

On présente deux procédés pour la formation de la matrice générale de rigidité d'une structure de résistance comportant un ensemble d'éléments de structure idéalisés (finis).

En considérant que les matrices de rigidité des éléments idéalisés sont connues, rapportées au système général des axes de la structure assemblée, les procédés exposés permettent ,,l'assemblage" de ces matrices pour n'importe quel type d'élément idéalisé, inclusivement la possibilité d',,assembler" les matrices de rigidité des sous-structures .

D. GHIOCEL, D. FRANGOPOL : Analyse de l'influence de la dépendance corrélative entre les moments plastiques et entre les charges sur la probabilité de l'apparition des mécanismes d'effondrement des structures élastoplastiques.

Après une discussion critique des méthodes de calcul dans le domaine plastique, où l'on met en évidence les avantages résultant de la manière probabilistique d'aborder la sécurité des structures, on formule les hypothèses de base de la méthode semiprobabilistique qu'on applique à l'évaluation de la probabilité d'effondrement plastique des structures. Tant les charges, que les moments plastiques des sections critiques sont considérés comme des variables aléatoires. On analyse l'influence de la corrélation entre les efforts unitaires d'écoulement et entre les charges sur la probabilité de l'apparition des mécanismes d'effondrement plastique, correspondant à une situation déterminée de chargement.

G. A. ŞERB Contribution à la simplification du calcul numérique pour résoudre les systèmes d'équations linéaires tridiagonales par transferts en une seule étape

Les systèmes d'équations tridiagonales se rencontrent fréquemment dans la statique des constructions. Pour leur résolution on peut faire usage des différentes méthodes de calcul, la plus usitée étant la méthode du transfert en une seule étape ou par points fixes.

On présente dans l'article une nouvelle forme d'organisation du calcul permettant de l'effectuer entièrement sur le graphe de la structure, en commençant avec les données du système initial et en éliminant l'étape intermédiaire pour déterminer les coefficients de transfert et les valeurs initiales.

D. NICULESCU : Recherches et résultats expérimentaux quant au comportement des joints à boulons en acier à haute résistance, galvanisés, employés aux structures et éléments porteurs exécutés en alliages d'aluminium

L'auteur développe, en s'appuyant sur les essais effectués, les avantages offerts par les joints à boulons de haute résistance, en ce qui concerne la capacité de résistance, vis-à-vis de joints à boulons classiques.

ZUSAMMENFASSUNGEN

C. AVRAM, C. BOB, M. ROȘU : Beton aus polymerisiertem Zement

Es werden die Ergebnisse der Forschungsarbeiten aufgezeigt, welche zwecks Festlegung der Herstellungstechnologie des mit Polymeren imprägnierten Betons gemacht wurden, als auch bestimmte Merkmale dieses Erzeugnisses.

V. FOCȘA, NGUYEN VAN DUC : Die technischen Merkmale der Terrassendächer mit Lüftungskanälen und die Optimierung des Entwurfes derselben

Im Beitrag wird die Wärmeübertragung unter quasistationären Betriebsbedingungen über Terrassendächer während der Sommermonate behandelt, wobei die Luftzirkulation als Folge des Winddruckes in Betracht gezogen und das vom thermischen Standpunkt günstigste Gefüge gewählt wird, u. zw. : die Lage der Schichten, die Höhe des Lüftungskanals, die Dämpfung der Wärmeschwankungen, der Massentransport im Kanal.

GH. OBLEMENCO : Betrachtungen über den Aufbau der allgemeinen Steifigkeitsmatrix eines Tragwerkes, bestehend aus idealisierten (endlichen) Strukturalementen

Es werden zwei Verfahren zur Aufstellung der allgemeinen Steifigkeitsmatrix, bestehend aus einer Gesamtheit von idealisierten (endlichen) Strukturelementen, besprochen.

In der Annahme, dass die Steifikeitsmatrizes der idealisierten Elemente, bezogen auf das allgemeine Achsensystem der zusammengefügten Struktur bekannt sind, gestatten die vorgezeigten Verfahren das „Zusammenfügen" dieser Matrizes für jedweden Typ von idealisierten Elementen, einschliesslich die Möglichkeit des „Zusammenfügens" der Steifigkeitsmatrizes der Substrukturen.

D. GHIOCEL, D. FRANGOPOL : Die Untersuchung des Einflusses der korrelativen Abhängigkeit zwischen den plastischen Momenten und den Belastungen auf die Wahrscheinlichkeit des Auftretens der Nachlassmechanismen bei elastisch-plastischen Strukturen

Nach einer kritischen Besprechung der Berechnungen im plastischen Bereich, im Rahmen welcher die Vorteile hervorgehoben werden, welche sich aus der probabilistischen Behandlung der Strukturensicherheit ergeben, werden die Grundannahmen der semiprobabilistischen Methode abgefasst, welche bei der Bewertung der Warscheinlichkeit des plastischen Nachlassens der Strukturen angewandt werden. Sowohl die Belastungen als auch die plastischen Momente im Rahmen der kritischen Querschnitte werden als aleatorische Veränderliche betrachtet. Es wird der Einfluss der zwischen den Einheitsfliesspannungen und zwischen den Belastungen bestehenden Korrelation auf die Wahrscheinlichkeit des Auftretens der plastischen Nachlassmechanismen, entsprechend einem präzisierten Belastungsfall, überprüft.

G. A. ȘERB : Beiträge zur Vereinfachung der numerischen-Berechnung zur Lösung der tridiagonalen, linearen Gleichungssysteme durch übertragen in einer einzigen Etappe

Die tridiagonalen Gleichungssysteme treten oft auf dem Gebiet der Baustatik auf. Zu deren Lösung können verschiedene Berechnungsverfahren angewandt werden, wobei das am häufigsten hinzugezogene Verfahren dasjenige der Übertragung in einer einzigen Etappe oder über Festpunktist.

Im Beitrag wird eine neue Organisierungsform des Berechnungsganges aufgezeigt, welche dessen gänzliche Ausführung auf dem Tragwerksgraphen gestattet, u. zw. beginnen unmittelbar mit den Angaben des ursprünglichen Systems und Herauslassen der Zwischen etappe zur Bestimmung der Übertragungskoeffizienten und der ursprünglichen Werte.

D. NICULESCU : Forschungsarbeiten und Ergebnisse der Versuche im Zusammenhang mit dem Verhalten der mit verzinkten Stahlschrauben hoher Festigkeit hergestellten Verbindungen, welche bei aus Aluminiumlegierungen ausgeführten Bauteilen und Tragwerken angewandt werden

Der Verfasser beweist auf Grund der ausgeführten Versuche, die Vorteile welche die Verbindungen mit Schrauben hoher Festigkeit in bezug auf das Widerstandsvermögen gegenüber den mit üblichen Schrauben ausgeführten Verbindungen aufweisen.

СОДЕРЖАНИЕ

К. АВРАМ, К. БОБ, М. РОШУ:Цементный полимеризованный бетон

Представлены результаты исследований, осуществленных с целью определения технологии происводства бетона пропитанного полимерами и некоторых его характеристик.

В. ФОКША, НГУЙЕН ВАН ДУК: Технические характеристики плоских крыш с вентиляционными каналами и их оптимальное проектирование

Статья трактует передачу тепла, при квазистационарном режиме, через плоские крыши в летний период, принимая во внимание перемещение воздуха от давления ветра, с выбором оптимальной с термической точки зрения структуры: расположения слоев, высоты вентиляционново канала, погашения колебаний температуры, передачи массы в канал.

Г. ОБЛЕМЕНКО: Соображения в связи с построением общей матрицы жесткости для несущей системы состоящей из идеализированных несущих элементов (окончательно оформленные элементы)

Представлены два способа построения общих матриц жесткости для несущей системы, состоящей из ряда структурных идеализированных элементов.

Считая, что известны матрицы жесткости идеализированных элементов, отнесенных к общей системе осей собранной структуры, изложенные способы разрешают ,,сборку'' этих матриц для любого типа идеализированных элементов, включая возможность ,,сборки'' матриц жесткости подструктур,

Д. ГИОЧЕЛ, Д. ФРАНГОПОЛ: Анализ влияния корреляционной зависимости между пластическими моментами и между нагрузками на вероятностное появление пластично-поддатливых механизмов в упруго-пластических несущих системах

После критической дискусии о вычислительных методах в области пластичности, в которых выявляются преимущества вытекающие из вероятностного подхода к стабильности несущих систем, формулируются основные гипотезы полувероятностного метода, применяющегося при оценке вероятности пластичной поддатливости несущих систем. Как нагрузки, так и пластические моменты в критических сечениях считаются алеаторскими переменными. Анализируется влияние корреляции между единичными текучестными усилиями и между нагрузками на вероятное появление пластично-поддатливых механизмов, соответствующей определенному конкретно установленному нагруженному положению.

Г. А. ШЕРБ: Вклады в упрощение численного расчета для решения систем тридиагональных линейных уравнений посредством одноступенчатой передачи

Системы тридиагональных уравнений встречаются часто в Строительной Статике. Для их решения могут применятся разные способы расчета, найболее распространённым способом будучи одноступенчатая передача через точные точки.

В статье представлена новая форма организации расчета, позволяющая его осуществление полностью на графе структуры, начиная непосредственно с данных исходной системы, устраняя промежуточный этап для определения коэффициентов передачи и исходных величин.

Д. НИКУЛЕСКУ: Исследования и экспериментальные результаты в связи с поведением соединений при помощи высокопрочных стальных оцинкованных болтов в несущих системах и конструкциях, выполненных из алюминиевых сплавов

Автор, на основании осуществленных испытаний, показывает преимущества соединений, выполненных при помощи высокопрочных болтов, в отношении их прочности, по сравнению с соединениями выполненными при помощи обычных болтов,

CZ 666.972. 16:678.061

BETON DE CIMENT POLIMERIZAT

Asist. ing. **MARIA ROŞU** Conf. dr. ing. **CORNELIU BOB**
Prof. emerit ing. **CONSTANTIN AVRAM**
M.c. al Academiei R. S. R.
Institutul politehnic ,,Traian Vuia'' Timişoara

1. INTRODUCERE

Folosirea unor materiale noi, cu proprietăţi deosebite, care să răspundă unor necesităţi cît mai diverse ale condiţiilor de exploatare, reprezintă o mare importanţă în industria construcţiilor. Betonul de ciment polimerizat satisface multe din cerinţele care se impun unui nou material, avînd marea majoritate a caracteristicilor sale tehnice cu mult superioare betonului clasic.

Cercetările iniţiale efectuate la ,,Radiation Division of Brookhaven National Laboratory'' şi la ,,Division of Research of the U.S. Bureau of Reclamation'' [1] au arătat că atunci cînd un beton obişnuit este impregnat cu un monomer şi apoi este supus la căldură sau radiaţii, în scopul polimerizării monomerului, rezultă un nou material, *betonul polimerizat*, ale cărui rezistenţe mecanice şi durabilitate sînt cu mult superioare betonului obişnuit. În scopul unei cît mai bune impregnări, probele de beton au fost în prealabil uscate şi vidate, iar apoi impregnate sub presiune. Cercetări ulterioare au pus în evidenţă influenţa diferiţilor factori asupra proprietăţilor acestui nou material: tipul de monomer folosit [1], efectul porozităţii betonului asupra rezistenţei şi modulului de elasticitate [4], modul de tratare a probelor înainte de impregnare [3], folosirea procedeului combinat, impregnare şi armare cu fibre de oţel [5]. Toate aceste cercetări pun în evidenţă caracteristicile superioare ale acestui nou material, dar şi posibilităţile de îmbunătăţire a tehnologiei de obţinere.

Lucrarea de faţă prezintă cercetările efectuate la Laboratorul de beton armat al Institutului politehnic ,,Traian Vuia'' din Timişoara în scopul studierii parametrilor favorabili pentru obţinerea betonului de ciment polimerizat cu caracteristici tehnice şi economice corespunzătoare.

2. PROGRAMUL EXPERIMENTAL

Prin programul de încercări s-a căutat să se pună în evidenţă, într-o primă fază de cercetare, influenţa următorilor parametri : tipul de monomer, cantitatea de iniţiator de polimerizare, tehnologia de impregnare, influenţa adaosurilor generatoare de pori, tipul de ciment, vîrsta betonului la impregnare. În acest scop, încercările au fost făcute pe trei grupe de epruvete care au avut următoarele caracteristici :

Grupa A — cuburi cu latura de 5 cm;

Grupa B — prisme de 4 × 4 × 16 cm şi

Grupa C — prisme de 4 × 4 × 16 cm, 10 × 10 × 30 cm şi 5 × 5 × 30 cm.

Materialele folosite la prepararea şi impregnarea epruvetelor au fost alese astfel încît să poată fi puşi în evidenţă parametrii urmăriţi şi să fie utilizată o tehnologie adecvată.

Cîteva din caracteristicile tehnice ale cimentului folosit sînt date în tabelul 1; tipul BSS a fost utilizat la grupa *A* de epruvete, iar tipul RIM la grupele *B* şi *C*.

Agregatele folosite au fost de rîu, sortate, cu curbele granulometrice date în tabelul 2.

Tabelul 1

Caracteristicile tehnice ale cimentului

Tipul cimentului	Finețea de măcinare (Reziduu pe sită de 009)	Timp de priză		Marca (daN/cm²)
		Început	Sfîrșit	
BSS (British Standard Service) – fabricație Turda	10%	$2^h30'$	4^h	400
RIM 200 – fabricație Turda	8%	1^h	$2^h30'$	450

Tabelul 2

Curbele granulometrice ale agregatului

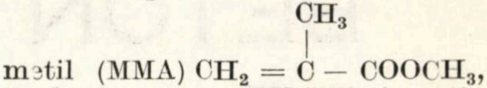
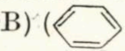
Tipul agregatului	% treceri pe sita de					
	0,2	1	3	7	10	15
(0–15)	2	15	25	55	–	100
(0–10)	2	15	25	55	100	–

Tabelul 3

Caracteristici ale impregnării pentru epruvetele din grupa A

Seria	Vîrsta betonului în momentul impregnării (zile)	Vîrsta betonului în momentul încercării (zile)	POB %	Observ.
A 1	28	35	2	DISAN
A 2	28	35	3	–
A 3	56	63	3	–
A 4	56	63	3	DISAN

Pentru epruvetele din grupa *A* s-au folosit agregate cu $\Phi_{max} = 15$ mm, iar pentru cele din grupa *B* $\Phi_{max} = 10$ mm.

Pentru impregnarea epruvetelor din grupa *A* s-au folosit trei tipuri de monomeri : metacrilat de metil (MMA)  $CH_2 = \overset{\overset{CH_3}{|}}{C} - COOCH_3$, (fabricație Carbosin – Copșa Mică); stiren (S) $CH_2 = CH - C_6H_5$ (fabricație Combinatul Petrochimic Borzești) și acetat de vinil (AV) $CH_2 = CH - OCOCH_3$ (fabricat la Combinatul Chimic Craiova). Rezultatele nesatisfăcătoare obișnuite la prima grupă de epruvete prin utilizarea S și AV au făcut ca la grupele *B* și *C* să fie folosit în exclusivitate MMA. Utilizarea căldurii ca sursă de polimerizare a presupus folosirea unui inițiator al polimerizării, fiind folosit în acest scop peroxidul de benzoil (POB) ( $- COO)_2$.

În scopul studierii efectului pe care îl au adaosurile plastifiante (antrenori de aer și dispersanți) asupra caracteristicilor tehnice ale betonului de ciment polimerizat la două din seriile grupei *A* s-a folosit DISAN (tabelul 3).

Betonul preparat în condiții normale a avut, următoarea compoziție : ciment 400 kg/m³ *a*/*c* = 0,5, agregat 1 800 kg/m³; consistența stabilită prin tasarea conului, a fost de 4 cm.

Tratarea epruvetelor după întărire s-a făcut în mod diferit pentru seriile și grupele confecționate.

Pentru seriile din gurpa *A* modul de tratare poate fi văzut în tabelele 3 și 4. Se poate constata că înainte de impregnare unele probe nu au fost tratate, termic, iar altele au fost uscate la 150°C în etuvă în scopul eliminării apei din porii betonului.

Epruvetele din grupa *B* și *C*, confecționate cu ciment RIM, au fost uscate la 105°C înainte

Tabelul 4

Rezistențele la compresiune ale epruvetelor din grupa A

Nr. crt.	Tratare înainte de impregnare	Durata de impregnare (h)	SERIA A 1		SERIA A 2		SERIA A 3		SERIA A 4	
			R_c	$\frac{R_c}{R_c^1}$	R_c	$\frac{R_c}{R_c^1}$	R_c	$\frac{R_c}{R_c^1}$	R_c	$\frac{R_c}{R_c^1}$
1	Netratat	Martor	312	1,00	313	1,00	358	1,00	361	1,00
2	Uscat	Martor	157	0,50	176	0,56	233	0,65	294	0,81
3	Netratat	1	250	0,80	375	1,20	323	0,91	366	1,01
4	Netratat	3	283	0,91	380	1,21	400	1,12	489	1,21
5	Netratat	5	211	0,68	335	1,07	393	1,10	509	1,41
6	Uscat	1	228	0,74	790	2,53	362	1,01	335	0,93
7	Uscat	3	338	1,08	826	2,64	643	1,80	880	2,44
8	Uscat	5	332	1,06	600	1,92	682	1,90	673	1,86
9	Impregnare normală		488	1,56	772	2,47	700	1,96	953	2,64

Tabelul 5

Rezistenţele la compresiune şi întindere ale epruvetelor din grupa B

Nr. crt.	Felul epruvetei		POB %	SERIA B 1				SERIA B 2				SERIA B 3				SERIA B 4				SERIA B 5			
				R_c	R_t	$\frac{R_c}{R_c^1}$	$\frac{R_t}{R_t^1}$	R_c	R_t	$\frac{R_c}{R_c^1}$	$\frac{R_t}{R_t^1}$	R_c	R_t	$\frac{R_c}{R_c^1}$	$\frac{R_t}{R_t^1}$	R_c	R_t	$\frac{R_c}{R_c^1}$	$\frac{R_t}{R_t^1}$	R_c	R_t	$\frac{R_c}{R_c^1}$	$\frac{R_t}{R_t^1}$
0	1		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	Martor normal		—	245	21	1,00	1,00	255	26	1,00	1,00	295	30	1,00	1,00	260	25	1,00	1,00	280	33	1,00	1,00
2	Martor uscat		—	225	23	0,92	1,09	250	25	0,98	0,96	285	30	0,96	1,00	230	22	0,89	0,88	260	35	0,93	1,00
3	Impregnare vid	*c*	3	250	26	1,02	1,24	415	90	1,63	3,46	605	56	2,05	1,87	—	—	—	—	340	62	1,22	1,77
4		*i*	3	430	45	1,76	2,14	760	108	2,98	4,17	580	73	1,87	2,43	475	107	1,83	4,27	420	77	1,50	2,20
5		*c*	5	240	28	0,98	1,34	775	119	3,05	4,57	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6		*i*	5	580	104	2,37	4,95	830	130	3,26	5,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	Impregnare normală	*c*	3	360	58	1,47	2,76	430	88	1,69	3,38	495	81	1,68	2,70	620	117	2,39	4,69	570	125	2,04	3,58
8		*i*	3	595	94	2,43	4,47	640	103	2,50	3,96	695	104	2,35	3,47	645	122	2,48	4,87	495	91	1,77	2,60
9		*c*	5	250	31	1,02	1,48	660	109	2,60	4,20	540	80	1,83	2,66	670	126	2,57	5,02	455	78	1,63	2,23
10		*i*	5	600	111	2,45	5,30	680	115	2,67	4,43	700	127	2,38	4,23	745	130	2,86	5,20	460	88	1,65	2,50

Notă: 1. Vîrsta betonului la impregnare pentru cele cinci serii a fost: B1–3z: B2–7z: B3–14z: B4–21z: B5–27z.
2. Încercările s-au făcut la 7 zile după impregnare.
3. *c*–Procedeu comun: *i*–Procedeu îmbunătăţit.

de impregnare, vîrsta betonului la impregnare pentru grupa *B* variind între 3 şi 28 de zile (tabelul 5).

Impregnarea monomerului a fost făcută prin două precedee; impregnarea sub vid şi procedeul normal. Impregnarea sub vid, 20 mm col. Hg, precedată de o perioadă de vacuumare de 2 ore, s-a făcut în instalaţia de laborator din fig. 1. Această instalaţie este compusă din spaţiul de lucru (1) pus în legătură cu trompa de vid (3) prin intermediul unui vas tampon (2). Presiunea este măsurată de manometrul cu coloană de mercur (4). Monomerul este introdus în spaţiul de lucru prin pîlnia (5) aflată în capacul vasului de lucru.

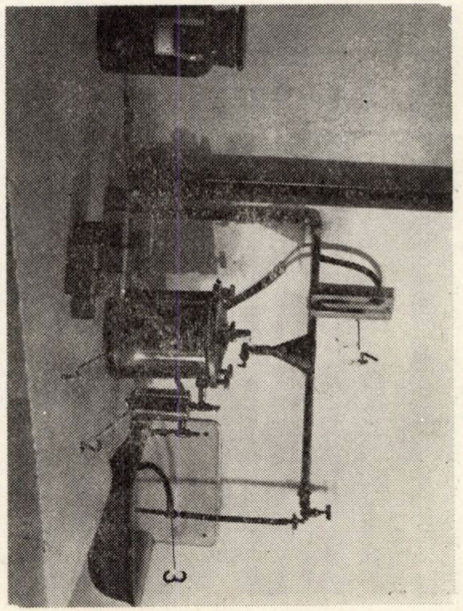


Fig. 1 – Instalaţia de impregnare sub vid

Polimerizarea s-a făcut imediat după impregnare, timp de 2 ore, în etuvă la 75°C prin folosirea POB ca iniţiator al polimerizării, în procentele date în tabelele 3 şi 5.

Încercarea epruvetelor s-a făcut la 7 zile de la impregnare, pentru cuburile grupei *A* şi prismele grupei *B*. Pentru grupa *C*, prismele de 10 × 10 × 30 cm au fost încercate la compresiune, cele de 5 × 5 × 30 cm sînt încărcate cu o sarcină de lungă durată pentru studierea fenomenului de curgere lentă, iar cele de 4 × 4 × 16 cm sînt imersate în diferite medii agresive pentru studierea fenomenului de coroziune a betonului de ciment polimerizat.

3. REZULTATELE EXPERIMENTĂRII ŞI INTERPRETAREA LOR

Rezultatele cercetărilor grupei *A* de epruvete sînt prezentate în tabelul 4. Se constată că martorii supuşi uscării, în aceleaşi condiţii cu probele destinate impregnării, au rezistenţe (în daN/cm²) cu mult mai mici decît cele ale martorilor netrataţi, ceea ce înseamnă că procesul uscării, la temperatura ridicată de 105°C, a avut un efect defavorabil asupra rezistenţelor betonului, datorită pierderii apei de către gelurile de hidrosilicaţi. Sporurile de rezistenţă la compresiune ale probelor impregnate, dar netratate în prealabil, sînt nesemnificative. Acest lucru este explicabil, deoarece apa liberă ocupă o parte din porii si capilarele betonului, în plus frînează procesul de polimerizare. Pentru a elimina apa liberă, epruvetele următoare au fost uscate în prealabil. În acest fel, rezistenţa a crescut, faţă de martorul normal (netratat), de peste două ori şi jumătate pentru unele serii de epruvete. Din tabela 3 şi 4 se constată că cantitatea de POB de 2% cît şi durata de impregnare de 1 h, sînt insuficiente pentru obţinerea unor sporuri corespunzătoare ale rezistenţei la compresiune. Se observă, de asemenea, că adaosul de DISAN, cît şi vîrsta betonului în momentul impregnării, nu au modificat în mod esenţial rezistenţele la compresiune ale betonului de ciment polimerizat.

Folosirea procedeului normal pentru tratarea şi impregnarea probelor a condus la obţinerea unor epruvete cu rezistenţele la compresiune asemănătoare cu cele ale epruvetelor impregnate prin menţinerea sub vid.

Rezultatele experimentale ale epruvetelor din grupa *B* sînt prezentate în tabelul 5. Se poate constata, în primul rînd, că diferenţele dintre rezistenţele (în daN/cm^2) la compresiune şi întindere ale martorilor netrataţi ori ale celor uscaţi în prealabil, nu mai sînt aşa de mari; scăderea de rezisteţă la compresiune pentru martorii trataţi este între 2 şi 10%.

Influenţa vîrstei betonului cu ciment RIM în momentul impregnării este pusă în evidenţă prin rezultatele seriilor de epruvete din această grupă. Se constată că sporurile de rezistenţă pentru epruvetele din seria B *2* — vîrsta betonului la impregnare 7 zile — sînt comparabile cu cele ale celorlalte serii de epruvete. Rezultatele seriei *B 1* — vîrsta la impregnare 3 zile — obţinute pe anumite probe, arată că impregnarea ar putea fi făcută chiar la aceste vîrste timpurii ale betonului cu ciment RIM.

În ceea ce priveşte influenţa cantităţii de POB, se constată că cele mai bune rezultate se obţin cu o cantitate mai mare de iniţiator de polimerizare (5%), Această cantitate nu poate fi sporită prea mult deoarece există pericolul de explozie.

Prin folosirea unui procedeu îmbunătăţit al tehnologiei de preparare a probelor, s-a reuşit ca rezistenţele să fie sporite în aproape toate cazurile, excepţie făcînd doar cîteva rezultate. În unele cazuri, această îmbunătăţire privind creşterea rezistenţelor atinge un spor de 250% (v. seria *B 1*).

Creşterea rezistenţelor la compresiune şi la întindere pentru acest nou tip de beton sînt diferite. Se constată că, în toate cazurile (o singură excepţie izolată), creşterile rezistenţelor la întindere sînt cu mult mai mari decît cele ale rezistenţelor la compresiune; în multe cazuri sporul de rezistenţă este dublu, sau chiar mai mare. Această comportare poate fi explicată pe baza îmbunătăţirii substanţiale a aderenţei dintre piatra de ciment şi agregat, care influenţează în mod direct rezistenţa la întindere. Acest lucru poate fi observat şi din aspectul probelor rupte (fig. 2). La probele impregnate şi polimerizate, ruperea s-a produs prin agregat şi nu prin distrugerea aderenţei aşa cum s-a întîmplat la probele martor.

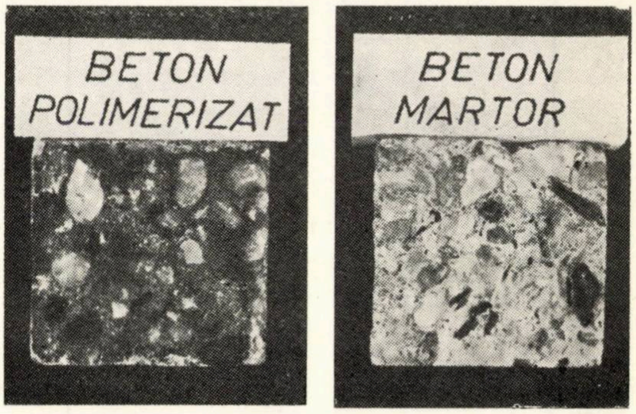


Fig. 2 — Aspectul probelor după rupere

Din grupa *C* de epruvete au fost încercate la compresiune doar patru prisme de 10 × 10 30 cm. Rezultatele (în daN/cm^2) obţinute sînt următoarele :

	Probe martor	Probe tratate	$\frac{R_{pr}}{R_{pr\ martor}}$
R_{pr}	160	650	4,07

Acest spor, superior tuturor celor obţinute prin încercarea la compresiune a epruvetelor cubice, se datoreşte caracterului ruperii acestor epruvete. Este cunoscut că la epruvetele de formă prismatică ruperea, datorită umflării transversale cu fisuri paralele cu axa prismei, are caracter predominant, influenţa frecărilor cu platanele presei de încercare fiind nesemnificativă.

Rezultă că, în acest caz, la fel ca la încercările la întindere, aderenţa îmbunătăţită are un efect deosebit de favorabil. De atlfel, acest spor de rezistenţă este comparabil cu cel obţinut prin încercările de compresiune pe cilindri [1].

4. CONCLUZII

Din cercetările efectuate pînă în prezent asupra betonului de ciment polimerizat, rezultă următoarele concluzii :

1. Betonul de ciment polimerizat reprezintă un nou material de construcţii cu caracteristici tehnice superioare faţă de betonul obţinut, gama de utilizare a acestui material fiind destul de largă : tuburi, plăci pentru pardo-

seli, pereţi şi tavane folosite în medii agresive; elemente prefabricate rezistente în condiţii de îngheţ-dezgheţ repetat etc.

2. Cercetările efectuate au arătat că metacrilatul de metil (MMA) conferă betonului cele mai bune caracteristici fizico-mecanice şi chimice.

3. Folosirea căldurii şi a POB pentru polimerizarea monomerului asigură producerea unui beton cu caracteristici tehnice apropiate celor la care se foloseşte iradierea, procedeu care ridică însă probleme deosebite privind protecţia biologică.

4. Prin folosirea cimenturilor cu întărire rapidă RIM, se reduce termenul de obţinere a betonului de ciment polimerizat.

5. Cercetările experimentale prezentate în această lucrare, cît şi în alte lucrări, indică posibilităţile îmbunătăţirii şi perfecţionării tehnologiei de preparare a betonului de ciment polimerizat.

Lucrarea a fost efectuată pe bază de contract de colaborare cu Consiliul Naţional pentru Ştiinţă şi Tehnologie, care finanţează această cercetare.

Autorii mulţumesc Catedrei de macromolecule din cadrul Facultăţii de chimie industrială a Institutului politehnic „Traian Vuia" din Timişoara, care a sprijinit colectivul de cercetare privind problemele legate de polimerizarea monomerilor.

Primit la redacţie la 28 martie 1973

BIBLIOGRAFIE

[1] DIKEOU I., KUKACKA L., BAKSTON I., STEINBERG M.: *Polymerisation Makes Tougher Concrete.* J.A.C.I. 66(10), 1969, pag. 829–834.

[2] GEBAUER I., HASSELMAN D.O.H., LONG R. E.,: *Effect of Polymer Impregnation on Physical and Mechanical Behavior of Ceramic Tile Bodies.*, Ceramic Bulletin, Vol. 51, No. 5 1972, pag. 471–473.

[3] LEVITT M., MCHAGON D.J., HILLS P.R.: *A Comparison of Concrete-Polymer Composites Produced by High-Energy Radiation* Precast Concrete, October 1972, pag, 605–608.

[4] MANNING G. D., HOPE B.B.: *The Effect of Porosity on the Compressive Strength and Elastic Modules of Polymer Impregnated Concrete.* Cement and Concrete Research, Vol. 1, 1971, pag. 631–643.

[5] FLAJSMAN F., CAHN D., PHILLIPS I.: *Polymer Impregnated Fiber Reinforced Mortars.* Journal of the American Ceramic Institute nr. 3, 1971, pag. 129–132.

Blocuri noi de locuinţe la Ploieşti Nord

CZ 69.024.3:697.921.26:721.021

CARACTERISTICILE TERMICE ALE ACOPERIŞURILOR-TERASĂ CU CANALE DE VENTILARE ŞI OPTIMIZAREA PROIECTĂRII LOR

Prof. dr. ing. **VIRGIL FOCŞA**
Institutul politehnic Iași

Ing. **NGUYEN VAN DUC**
Republica Democrată Vietnam

Introducere

Acoperişurile-terasă cu canale de ventilare reprezintă una dintre cele mai eficiente structuri din punct de vedere al protecţiei contra căldurii, în condiţiile de vară pentru climat tropical şi temperat-continental, şi al protecţiei contra migraţiei vaporilor de apă, în condiţii de iarnă, pentru climat temperat.

Aceste acoperişuri sînt alcătuite în general, din două plăci separate: placa exterioară ca suport al hidroizolaţiei, iar placa interioară ca structură portantă (fig. 1).

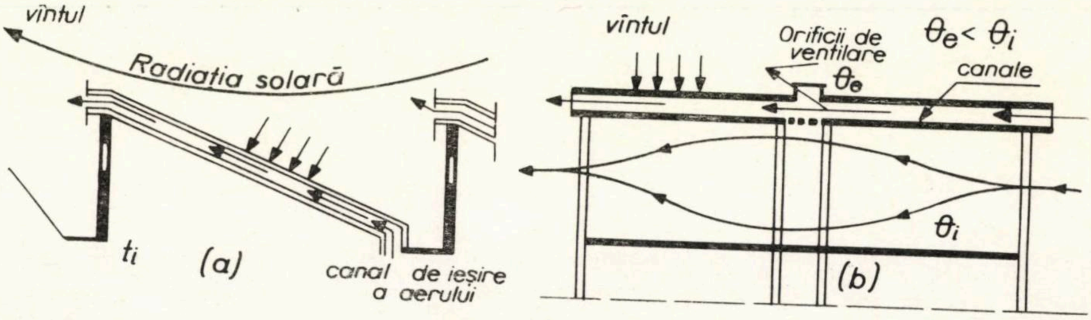


Fig. 1 — Acoperiş cu canale de ventilare

Acoperişul cu canale de ventilare, conceput judicios, asigură confortul termic interior şi condiţiile de funcţionalitate privind migraţia vaporilor de apă, indiferent de regimul de umiditate a încăperilor.

Transmisia căldurii prin acest tip de acoperiş este complicată în comparaţie cu acoperişul masiv neventilat. Capacitatea acoperişului de protecţie contra căldurii şi umidităţii este determinată de mai mulţi factori, cum sînt : capacitatea de absorbţie a căldurii de către învelitoare, debitul de aer care trece prin canalele de ventilare, rezistenţa termică a materialelor etc. Calculul transmisiei termice prin acest acoperiş este destul de complicat şi trebuie bazat pe înţelegerea complexă a fenomenelor fizice specifice.

TRANSMISIA TERMICĂ PRIN ACOPERIŞUL TERASĂ CU CANALE DE VENTILARE IN CONDIŢII DE VARĂ

2.1 Ipoteze

Pentru soluţia numerică a ecuaţiei transmisiei căldurii la un acoperiş cu canale de ventilare la suprafaţa exterioară, asupra căreia acţionează radiaţia solară şi convecţia aerului exterior, se pot lua în considerare două cazuri :

a) Suprafaţa interioară a acoperişului se găseşte în contact cu aerul de temperatură constantă.

b) Aportul şi transmisia de căldură au loc numai prin acoperişul considerat, deci toate celelalte elemente înconjurătoare nu fac schimb de căldură. Se presupune că diferenţele de temperatură a aerului din încăpere se egalizează repede.

2.2 Variația temperaturii aerului de-a lungul canalului de ventilare

La orificiile de intrare ale canalului, aerul are temperatura inițială t_0. La trecerea de-a lungul canalului de ventilare, temperatura aerului ventilat crește treptat și, pînă la o aumită distanță, l_c, va atinge o valoare constantă, $t_{a \cdot c}$, care depinde numai de condițiile de transmisie termică prin elementele de construcție și nu de temperatura sa inițială, t_0(fig. 2).

Temperatura $t_{a \cdot c}$ se poate determina cu formula (1) :

$$t_{a \cdot c} = t_{\text{ech}} - \frac{1}{K_I R_0} (t_{\text{ech}} - t_i) = \frac{K_I \cdot t_{\text{ech}} + K_{II} \cdot t_i}{K_I + K_{II}} \tag{1}$$

Creșterea relativă a temperaturii relative, $\theta_{a \cdot c}$ se poate calcula cu expresia :

$$\theta_{a \cdot c} = \frac{t_{\text{ech}} - t_{a \cdot c}}{t_{\text{ech}} - t_i} = \frac{1}{K_I \cdot R_0} = \frac{K_{II}}{K_I + K_{II}} \tag{2}$$

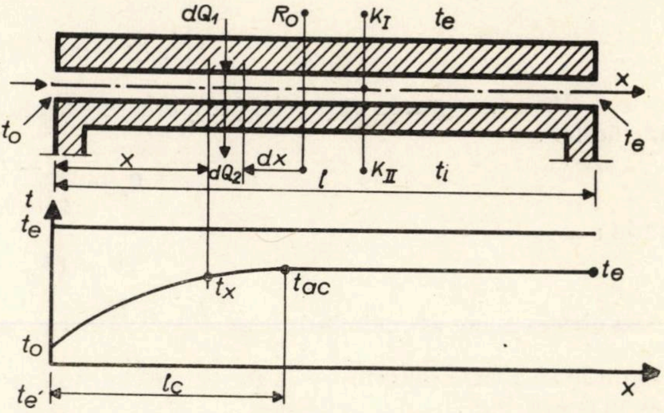


Fig. 2 – Variația temperaturii aerului ventilat de-a lungul canalului de ventilare

în care :

$$R_0 = \frac{1}{K_I} + \frac{1}{K_{II}} = \frac{K_I + K_{II}}{K_I \cdot K_{II}} \tag{3}$$

$$K_I = \frac{1}{\dfrac{1}{\alpha_i} + \Sigma_I \dfrac{\delta}{\lambda} + \dfrac{1}{\alpha_a}}; \quad K_{II} = \frac{1}{\dfrac{1}{\alpha_a} + \Sigma_{II} \dfrac{\delta}{\lambda} + \dfrac{1}{\alpha_e}} \tag{4}$$

unde :

$\Sigma_I \frac{\delta}{\lambda}$, $\Sigma_{II} \frac{\delta}{\lambda}$ sînt rezistența termică a plăcii exterioare, respectiv interioare, în $m^2 \cdot h \cdot {}^\circ C/kcal$;

α_i, α_e — coeficientul de schimb superficial al căldurii la suprafața exterioară, respectiv interioară a acoperișului, în $m^2 \cdot h$ °C/Kcal

α_a — coeficientul de schimb superficial de căldură în canalul de ventilare, în kcal/m^2 h.°C După literatura chineză, pentru condiții de vară, α_a se poate lua egal cu 7 [8].

2.3 Temperatura aerului în canalul de ventilare

Examinînd variația transmisiei termice de-a lungul canalului de ventilare, pe lățimea unitară egală cu 1,0 m, la o secțiune oarecare x, (fig. 2) ecuația bilanțului termic al aerului în canalul de ventilare într-un segment dx, se poate scrie astfel;

$$dQ_1 - dQ_2 = dQ_3 \tag{5}$$

în care :

dQ_1 este fluxul termic transmis prin placa exterioară :

$$dQ_1 = K \ (t_{\text{ech}} - t) \ dx \tag{6}$$

dQ_2 — fluxul termic transmis prin placa interioară;

$$dQ_2 = K_{II}(t - t_i) \ dx \tag{7}$$

Suma algebrică a acestor cantități de căldură servește la încălzirea aerului în canalul de ventilare, de aceea cînd entalpia termică variază cu dQ_3 pe un segment dx, temperatura aerului va varia cu dt :

$$dQ_3 = c \cdot j \cdot dt \tag{8}$$

unde :

c este căldura specifică a aerului, în kcal/kg°C ;

j — debitul de aer, în kg/h.

Suma fluxurilor de căldură transmise prin placa exterioară şi cea interioară spre aerul ventilat se exprimă prin relaţia :

$$dQ_1 - dQ_2 = (K_I + K_{II})\ (t_{a\cdot c} - t)\ dx \tag{9}$$

Considerînd (8) şi (9) avem :

$$(K_I + K_{II})\ (t_{a\cdot c} - t)\,dx = c\cdot j\cdot dt \tag{10}$$

Prin integrarea expresiei (10), creşterea relativă a temperturii aerului ventilat se poate exprima astfel :

$$\theta_x = \frac{t_x - t_{a\cdot c}}{t_0 - t_{a\cdot c}} = e^{Ax} \tag{11}$$

unde :

$$A = (K_I + K_{II})/c\cdot j$$

Se observă că atunci cînd $A = \frac{K_I + K_{II}}{c\cdot j}\cdot x > 3$, valoarea lui θ_x este apropiată de zero ($t_x \cong t_{a\cdot c}$). De unde se poate determina l_a, peste a cărei limită variaţia temperaturii aerului ventilat în practică nu mai are loc :

$$l_a = \frac{3\cdot c\cdot j}{(K_I + K_{II})} \tag{12}$$

Dacă $l \gg l_a$, se poate considera că temperatura aerului ventilat pe întreaga lungime a canalului este egală cu $t_{a\cdot c}$

Dacă lungimea canalului de ventilare l ar fi egală cu l_a, temperatura medie (t_{am}) a aerului ventilat ar fi diferită de $t_{a\cdot c}$ şi egală cu :

$$t_{am} = \frac{\int_0^l t\,dx}{l} \tag{13}$$

Creşterea relativă medie a temperaturii aerului, θ_m, se poate exprima cu relaţia:

$$\theta_m = \frac{t_{am} - t_{a\cdot c}}{t_0 - t_{a\cdot c}} = \frac{\int_0^l \theta\, x\,dx}{l} = \frac{1 - e^{-Al}}{A\cdot l} \tag{14}$$

Temperatura medie a aerului ventilat se poate calcula cu formula :

$$t_{am} = t_{a\cdot c} - \frac{(1 - e^{-Al})\,(t_{a\cdot c} - t_0)}{A\cdot l} \tag{15}$$

Pentru condiţii de iarnă, determinarea lui t_{am} se poate realiza în mod analog, dar cu sensul invers în transmisia termică, dinspre interior spre exterior.

Cunoscîndu-se t_{am}, se pot calcula temperaturile straturilor componente ale acoperişului cu ajutorul formulelor din literatura de specialitate.

2.4 Viteza de mişcare a aerului ventilat

Pentru determinare cantitativă a efectului termic al unui acoperiş-terasă cu canale de ventilare, mai întîi trebuie să se cunoască viteza de mişcare a aerului ventilat.

Circulaţia aerului în interiorul canalului de ventilare are loc datorită presiunii termice şi acţiunii vîntului.

a. Circulaţia aerului datorită presiunii termice

În canalul de ventilare pot apărea curenţi de aer datorită presiunii termice. Viteza de mişcare a acestora la orificiile de ieşire ale canalului de ventilare se poate exprima cu relaţia :

$$V = \sqrt{g\cdot h\cdot \frac{T_i - T_e}{T_e}} \tag{16}$$

în care :

g este acceleraţia gravitaţiei, în m/s²;

h — distanţa dintre orificiile de intrare şi de ieşire, în m :

T_i, T_e — temperatura aerului la orificiile de intrare, respectiv de ieşire, în °K.

Dacă aerul are viteza zero la intrare şi viteza V la ieşirea din canal, viteza medie a aerului este egală cu :

$$V_m = \frac{1}{2}\sqrt{gh\frac{T_i - T_e}{T_e}} \tag{17}$$

b. *Circulaţia aerului datorită presiunii vîntului exterior*

Viteza de mişcare a aerului în canalul de ventilare datorită vîntului exterior nu se poate calcula cu ajutorul formulelor hidro-aerodinamice cunoscute, din cauza poziţiei speciale a canalelor de ventilare, care sînt aşezate unul lîngă altul, cu secţiunea dreptunghiulară, ca şi din cauza obstacolului creat de construcţie. În consecinţă, viteza de mişcare a aerului în canalul de ventilare trebuie determinată experimental.

În acest sens, s-au efectuat experienţe pe un model la scară geometrică 1/20, montat într-un tunel aerodinamic cu secţiunea de 40 × 17 cm, în ipoteza direcţiei vîntului paralelă cu axa canalului de ventilare.

Pentru a lua în considerare influenţa reciprocă dintre canalele aflate succesiv unul lîngă celălalt, modelul a fost prevăzut cu 3 canale identice şi măsurătorile s-au efectuat numai pentru cel median.

Pentru a elimina influenţa ocolirii curentului de aer asupra regimului de curgere a aerului în canalele aflate pe ambele extremităţi ale clădirii, s-a studiat numai micşorarea aerului în canale dispuse la mijlocul clădirii. În acest sens, modelul a fost bine etanşat la ambele margini, astfel încît se poate considera că reprezintă un tronson la mijlocul clădirii.

Raportul între ω_0, secţiunea tunelului, şi ω_1, secţiunea maximă a canalului pe model, este destul de mare;

$$\frac{\omega_0}{\omega_1} = \frac{40 \times 17}{5 \times 2} = 68$$

În aceste condiţii, liniile de curent sînt asemănătoare cu cele din natură pentru cazul unei clădiri izolate supusă acţiunii vîntului.

Uniformitatea curentului de aer în tunel este bine asigurată cu ajutorul unor ţevi din P.V.C. Ø = 14 mm şi 5 cm lungime, dispuse la extremităţile tunelului.

În tunelul aerodinamic se efectuează măsurători ale vitezei V_e (la intrare în canal), care este considerată ca viteză a vîntului exterior, precum şi ale vitezelor V_i în diferite puncte de-a lungul canalului, cu ajutorul micromanometrului şi unei sonde speciale de tip Pitot (fig. 3).

Experienţa s-a realizat cu condiţiile la limită;

$$V_e = 1 \cdot 6 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_n \cdot d_n}{\nu_n} = \frac{V_m \cdot d_m}{\nu_m} R_e = \text{idem}$$

unde :

V_m, d_m, ν_m sînt viteza aerului respectiv înălţimea canalului şi coeficientul de vîscozitate cinetică a aerului pe model.

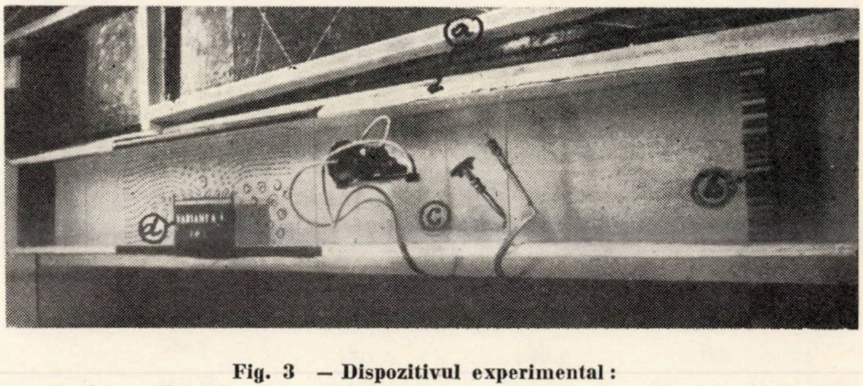


Fig. 3 — Dispozitivul experimental :
a — tunel aerodinamic ; b — liniştitor ; c — aparatul de măsurare, Modelul la scara 1 :20

V_n, d_n, ν_n sînt viteza aerului, respectiv înălţimea canalului şi coeficientului de vîscozitate cinetică a aerului în natură.

Pentru că în model şi în natură curge acelaşi fluid (aerul) avînd $\nu_n = \nu_m$, prin simplificare rezultă :

$$\frac{V_n}{V_m} = \frac{d_m}{d_n} = L_l = \frac{1}{\alpha_v} = 1/20$$

Bazat pe aceste rezultate, s-au recomandat formule experimentale pentru determinarea vitezei aerului ventilat datorită vîntului exterior pentru următoarele cazuri :

b.1. *Direcția vîntului paralelă cu axa canalului de ventilare.*

Dacă viteza vîntului exterior este cuprinsă între 1 · · ·2 m/s se neglijează variația vitezei de mişcare a aerului în canalul de ventilare în sensul lungimii acestuia. În acest caz, viteza de mişcare a aerului ventilat se poate calcula cu expresia :

$$V_i = K \cdot V_e \tag{18}$$

Pentru viteza vîntului exterior cuprinsă între 3...6 m/s viteza medie de curgere a aerului în canalul de ventilare variază relativ mult în funcție de lungimea acestuia. În acest caz, se poate folosi expresia :

$$V_a = \mu K V_e \tag{19}$$

unde :

V_i este viteza medie a aerului în canalul de ventilare, în m/s ;
V_e — viteza de calcul a vîntului exterior, în m/s ;
K — coeficietul de proporționalitate (tabelele 1 şi 2) ;
μ — coeficientul de corecție ce ține seama de variația vitezei aerului ventilat, avînd valorile următoare :

pentru $L = 7{,}00$ m $\mu = 1.0$ $L = 12$ m $\mu = 0{,}855$
$L = 10{,}00$ m $\mu = 0{,}916$ $L = 14$ *m* $\mu = 0{,}772$

b. 2. *Direcția vîntului înclinată față de axa canalului de ventilare cu unghiul* α.

În acest caz, viteza de mişcare a aerului în canalul de ventilare se poate calcula cu ajutorul expresiei :

$$V_{i\alpha} = \sqrt{\cos\alpha} \cdot K \cdot V_e \tag{20}$$

în care :

$V_{i\alpha}$ este viteza de mişcare a aerului în canalul de ventilare în cazul cînd direcția vîntului formează cu axa canalului unghiul α (m/s) ;
K — coeficientul de proporționalitate (tabelele 1 şi 2) ;
V_e — viteza de calcul a vîntului exterior (m/s).

Tabelul 1

Valorile coeficientului K determinate experimental

Secțiunea canalului (m)	LUNGIMEA CANALULUI (m)					
	14,00		12,00	10,00		7,00
1,00 × 0,40	0,062		0,063	0,065		0,066
1,00 × 0,30	0,058		0,060	0,061		0,062
1,00 × 0,20	0,055		0,056	0,057		0,059

Tabelul 2

Valorile coeficientului k pentru diferite secțiuni ale canalului de ventilare

Secțiunea canalului (*m*)	LUNGIMEA CANALULUI (*m*)					
0,75 × 0,30	0,093	0,095	0,098		0,10	
0,75 × 0,225	0,088	0,090	0,092		0,093	
0,75 × 0,150	0,083	0,084	0,086		0,089	
0,50 × 0,20			0,124	0,126	0,130	0,132
0,50 × 0,15			0,116	0,120	0,122	0,124
0,50 × 0,10			0,110	0,112	0,114	0,118
0,25 × 0,10						0,248
0,25 × 0,075						0,232
0,25 × 0,05						0,220

b. 3. *Secţiunea orificiilor de intrare şi de ieşire este mai mare decît secţiunea transversală a canalului de ventilare.*

În acest caz, viteza de mişcare a aerului în canalul de ventilare se poate calcula cu relaţia :

$$V_i = f \cdot K \cdot V_e \qquad (21)$$

în care :

f este coeficient care ia în considerare micşorarea vitezei de curgere a aerului în funcţie de aria orificiilor (tabelul 3).

Se poate, de asemenea, utiliza în mod aproximativ formula simplificată :

$$V_i = \frac{A}{A_0} K \cdot V_e \qquad (22)$$

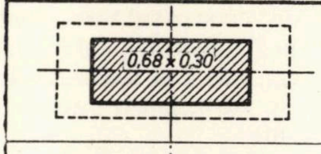
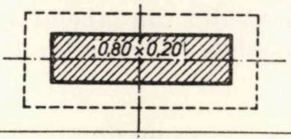
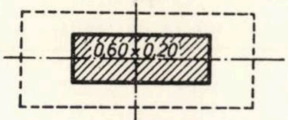
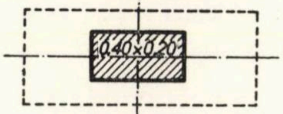
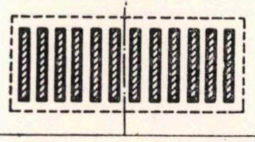
în care :

A este aria orificiilor de intrare, în m^2;

A_0 — aria secţiunii canalului, în m^2;

K — coeficientul de proporţionalitate (tabelele 1 şi 2).

Tabelul 3

ARIA ORIFICIILOR DE INTRARE ŞI IESIRE	F/F_0	K_1	$K_1/K=f$
	0,50	0,029	0,029/0,064 =0,45
	0,40	0,024	0,024/0,064 = 0,38
	0,30	0,016	0,016/0,064 =0,25
	0,20	0,013	0,013/0,064 =0,20
	≈ 0,50	0,018	–

Observaţii: – K_1 = Coeficientul de proporţionalitate pentru cazul cînd aria orificiilor de intrare şi de ieşire este mai mică decît cea a canalului de ventilare.
– Datele experimentale obţinute pentru cazul în care orificiile de intrare şi de ieşire sînt identice.

3. ALEGEREA STRUCTURII OPTIME A ACOPERIŞULUI-TERASĂ CU CANALE DE VENTILARE DIN PUNCT DE VEDERE AL CONFORTULUI TERMIC

3.1. Poziţia straturilor componente.

La proiectarea acoperişului-terasă cu canale de ventilare, din punct de vedere al confortului termic, pe lîngă calculele transmisiei termice, trebuie să se ia în considerare şi poziţia straturilor componente ale acoperişului, ce prezintă importanţă în protecţia contra căldurii şi migraţiei vaporilor. Amplasarea necorespunzătoare a straturilor termoizolatoare şi a barierei de vapori are influenţă defavorabilă asupra comportării hidrotermice a acoperişului.

Pentru condiţii de vară, poziţia optimă a straturilor componente ale acoperişului cu canale de ventilare implică amplasarea stratului termoizolator pe ambele suprafeţe ale planşeului-suport din beton armat (fig. 4).

Datorită prezenţei stratului termoizolant la placa interioară, fluxul termic transmis prin placa interioară spre încăpere se reduce foarte mult. Avantajul deosebit al acestui tip de acoperiş rezidă în faptul că amortizarea termică este mare şi astfel temperatura suprafeţei interioare a tavanului este aproape constantă.

Pentru condiţii de iarnă, în ţările temperate se recomandă dispunerea straturilor cu permeabilitate redusă la vapori, pe partea caldă a acoperişului, pentru a limita difuzia vaporilor de apă în acoperiş, şi amplasarea straturilor termoizolatoare, cu permeabilitate ridicată la vapori (fig. 5) peste

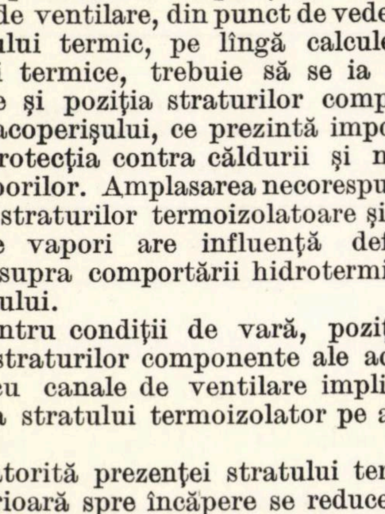


Fig. 4 — Acoperiş terasă ventilat, cu stratul termoizolator aplicat pe ambele suprafeţe ale planşeului. I — placă interioară ; II — placă exterioară

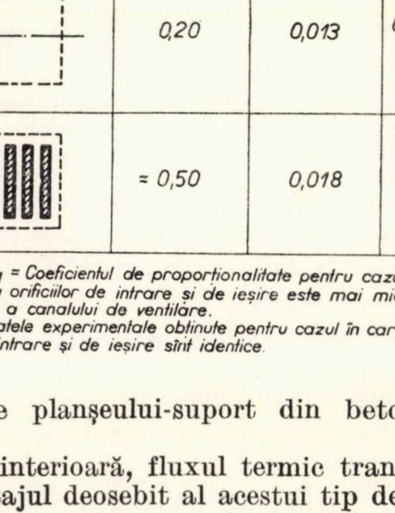


Fig. 5 — Acoperiş terasă ventilat, cu stratul termoizolator aplicat peste planşeul-tavan. I — placă interioară : II — placă exterioară

planșeul tavan. Stratul termoizolator trebuie să fie în comunicație cu aerul ventilat, pentru a asigura următoarele avantaje;

— planșeul de susținere și betonul de pantă se usucă sigur și repede;

— se reduce durata de execuție, întrucît este posibilă începerea lucrărilor de izolații termice și hidrofuge imediat după întărirea betonului;

— oferă o protecție mai bună a termoizolației față de acțiunile exterioare.

Trebuie să se rețină faptul că prezența unui strat cu permeabilitate redusă a vaporilor, amplasat peste stratul termoizolator, este strict interzisă.

Prezența stratului termoizolator pe placa interioară diminuează foarte mult fluxul termic cedat de încăpere, mărindu-se astfel temperatura suprafeței interioare la valori admisibile.

3.2. Determinarea înălțimii canalului de ventilare.

La un acoperiș-terasă ventilat cu stratul termoizolator aflat la placa interioară, vara, temperatura suprafeței interioare, τ_{im}, variază sensibil pentru înălțimi ale canalului, care nu depășesc 0,25 m. Cînd înălțimea depășește 0,25 m, τ_{im}, variază foarte încet și se poate considera constantă (tabelul 4).

În consecință, în condiții de vară, pentru acest tip de acoperiș înălțimea canalului de ventilare nu trebuie să depășească 0,25 m.

În condiții de iarnă, cum rezultă din tabelul 5, τ_{im}, pentru acest tip de acoperiș, nu variază mult în funcție de înălțimea canalului, de aceea înălțimea acestuia trebuie să fie cît mai mică și să nu depășească 0,05 m.

Tabelul 4

Variația temperaturii τ_{im} în funcție de înălțimea canalului de ventilare, în timpul verii

Înălțimea canalului (m)	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
Temperatura τ_{im}°C	30,49	30,27	30,11	30,00	29,9	29,83	29,78	29,74

Tabelul 5

Variația temperaturii τ_{im} în funcție de înălțimea canalului de ventilare, în timpul iernii

Înălțimea canalului (m)	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,10	0,12	0,15
Temperatura τ_{im}, °C	17,58	17,56	17,54	17,53	17,52	17,49	17,49	17,45

Stabilirea înălțimii canalului de ventilare se poate realiza cu ajutorul formulelor cunoscute sau a nomogramelor.

Procedeul de calcul se prezintă astfel:

1. Se determină temperatura medie a aerului în canalul de ventilare, t_{am}, cu ajutorul nomogramei din fig. 6, în funcție de $\Delta t = \tau_{im} - t_{im} \leqslant \Delta t_{adm}$ (sau $\Delta t = t_i - \tau_i \leqslant \Delta t_{adm}$).

2. Cu ajutorul nomogramei din fig. 7 se obține valoarea produsului $A.l$, în funcție de $(t_{a \cdot c} - t_a)$ și $(t_{a.c} - t_{em})$, în care $t_{a.c}$ este temperatura critică a aerului în canalul de ventilare, ce se poate calcula cu formula (1).

3. După ce s-a cunoscut A și $K_t = K_{I} + K_{II}$ cu ajutorul nomogramei din fig. 8 se poate calcula debitul de căldură cedat prin canalul de ventilare Q, în kcal/m³ h

$$Q = 3600 \cdot V_a \cdot \delta \cdot a \cdot \rho \cdot c \tag{23}$$

4. În fine, înălțimea canalului de ventilare se poate stabili cu formula:

$$\delta = \frac{Q}{3\,600 \cdot V_a \cdot \rho \cdot c} \text{ (m)} \tag{24}$$

în care:

V_a este viteza de mișcare a aerului în canalul de ventilare, în m/s;

a — lățimea canalului de ventilare, în m;
ρ — greutatea specifică a aerului, în kg/m^3;
c — căldura specifică a aerului, în kcal/kg.°C

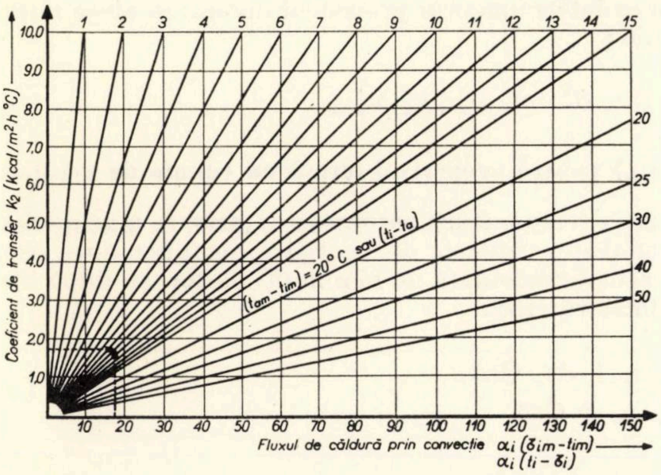


Fig. 6 – Variația diferenței de temperatură $\Delta t = t_{am} - t_{im}$ în funcție de K_2 și $\alpha_i\,(\tau_{im} - t_{am})$ pentru condiții de vară sau $\Delta t - t_i - t_{am}$ în funcție de K_2 și $\alpha_i(t_i - \tau_i)$ pentru condiții de iarnă

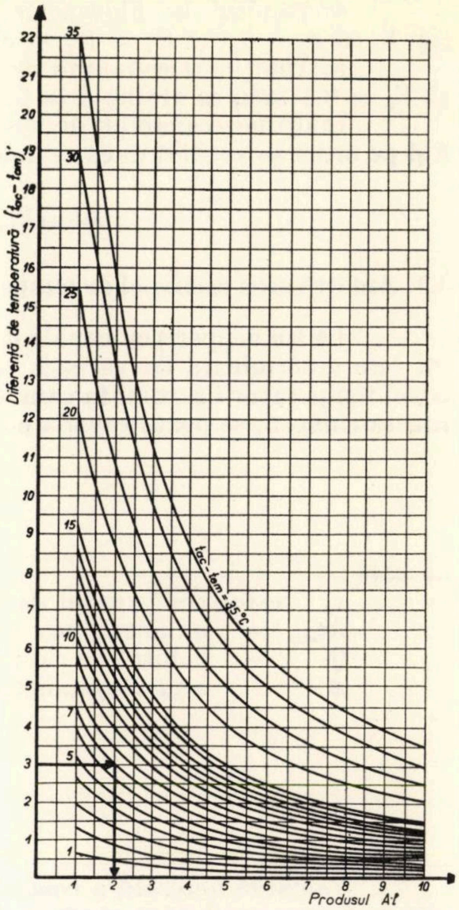


Fig. 7 – Variația diferenței de temperatură $(t_{a\cdot c} - t_{em})$ în funcție de $A \cdot l$ și $(t_{c\cdot a} - t_{em})$

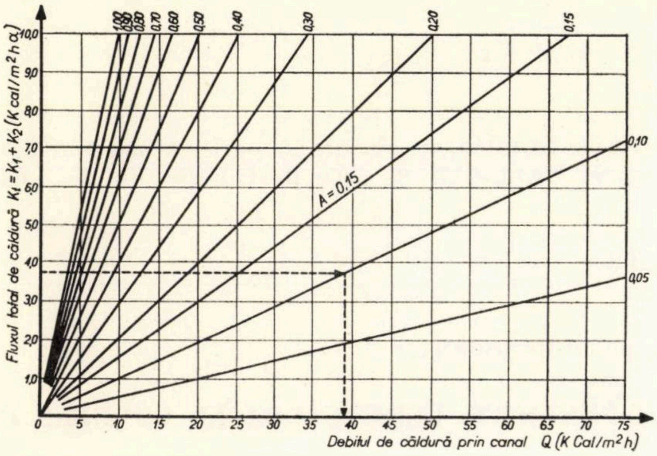


Fig. 8 – Relația între K_t, coeficientul global de transmisie termică $K_t = (K_I + K_{II})/c \cdot j$ și Q, debitul de căldură care trece prin canalul de ventilare

3.3. Exemplu de calcul I.

Să se determine înălțimea canalului de ventilare al unui acoperiș-terasă la o clădire de locuit avînd $K_I = 2{,}00$ și $K_{II} = 1{,}8$ kcal/m$^2 \cdot h$°C. Lungimea canalului este egală cu 20 m, iar lățimea 1,00 m. Condițiile climatice interioare și exterioare sînt următoarele: $t_{im} = 26$°C; $t_{em} = 32$°C; $t_{ech} = 31$°C; $V_a = 0{,}1$ m/s; $\Delta t_{adm} = 3$°C; $\alpha_e = 16$ kcal/m$\cdot$h$\cdot$°C; $\alpha_i = 6$ kcal/m$_1 h$.°C; $\alpha_a = 7$ kcal/m$^2 h$°C.

1. Mai întîi se calculează temperatura medie a aerului în canalul de ventilare cu ajutorul nomogramei din fig. 6, cu $\alpha_i(\tau_{im} - t_{im}) = 6 \cdot 3 = 18$ și $K_{II} = 1{,}8$ kcal/m$^2 h$°C, obținîndu-se $t_{am} - t_{im} = 10$ °C; $t_{am} = 36$°C

2. Se calculează $t_{a.c}$;

$$t_{a.c} = \frac{K_I \cdot t_{ech} + K_{II} \cdot t_{im}}{K_I + K_{II}} - \frac{2{,}00 \cdot 51{,}0 + 1{,}8.26}{3{,}8} = 39{,}0°C$$

$$t_{a.c} - t_{em} = 39{,}0 - 36{,}0 = 7°C$$

$$t_{.ac} - t_{am} = 39{,}0 - 36{,}0 = 3°C$$

3. Cu ajutorul nomogramei din fig. 7 rezultă $A \cdot l = 2{,}00$ și

$$A = \frac{A \cdot l}{l} = \frac{2{,}00}{20} = 0{,}10$$

4. Debitul de căldură, ce trece prin canalul de ventilare, se determină cu nomograma din fig. 8, cu $A = 0{,}1$ şi $K_t = K_I + K_{II} = 3{,}8$: se obţine $Q = 38$ kcal/m³·h

5. Înălţimea canalului de ventilare se poate calcula cu formula (24); cu $Q = 38$ kcal/m³.h şi $V_a = 0{,}1$ m/s, se obţine $\delta = 0{,}37$ cm.

Înălţimea canalului de ventilare se mai poate determina prin procedeul invers: se alege iniţial δ şi pe urmă se verifică dacă se îndeplinesc condiţiile :

$$\Delta t = \tau_{im} - t_{im} \leqslant \Delta t_{adm} \text{ sau } \Delta t = t_i - \tau_i \leqslant \Delta t'_{adm}$$

3.4. Amortizarea oscilaţiei de temperatură pentru (ν_{nec}) pentru acoperişul-terasă cu canale de ventilare

La un acoperiş cu canale de ventilare, variaţia temperaturii suprafeţei interioare a acoperişului este determinată de variaţia temperaturii aerului din canalele de ventilare. Amplitudinea oscilaţiei temperaturii aerului în canalele de ventilare este determinată de mai mulţi factori şi, după literatura chineză, se poate calcula cu formula aproximativă (18) :

$$A_{ta} = \frac{\alpha_a A_{tech}/\nu_I + At_e \cdot Q/A}{B + \alpha_a + Q/A} \tag{23}$$

în care :

ν_I este coeficientul de amortizare termică al plăcii exterioare;
At_{ech} — amplitudinea temperaturii echivalente exterioare, în °C;
Q — debitul de căldură ce trece prin canalul de ventilare;
A — aria secţiunii transversale a canalului de ventilare, în m²;

$$B = \frac{1}{\dfrac{1}{\alpha_i} + \dfrac{1}{U_i}} = \frac{\alpha_i \cdot U_i}{\alpha_i + U_i}$$

Valoarea necesară a coeficientului de amortizare termică, ν_{nec}, la un acoperiş-terasă ventilat, este totdeauna mai mică, decît ν_{nec} la un acoperiş masiv neventilat şi este în funcţie de A_{ta}, aşa încît trebuie îndeplinită condiţia :

$$A_{\tau i} = \frac{A_{ta}}{\nu_{II}} < 0{,}6 \cdots 0{,}7\,^\circ\mathrm{C}$$

unde : ν_{II} este coeficientul de amortizare termică a plăcii interioare.

4. TRANSMISIA UMIDITĂŢII PRIN ACOPERIŞUL-VENTILAT. VERIFICAREA LA CONDENS IN CANALUL DE VENTILARE

Procesul de transmisie a umidităţii prin acoperişul ventilat este asemănător cu cel de transmisie termică. În consecinţă, asemănător cu relaţia (1), se obţine [4] :

$$\frac{e_x - e_{a.c}}{e_0 - e_{a.c}} = e^{\frac{B_I + B_{II}}{\eta_a \cdot j} x} \tag{24}$$

în care :

— η_a este umiditatea specifică a aerului, în g/kg. mmHg, se poate determina cu formula :

$$\eta_a = \frac{622}{p - 0{,}387\,e} \tag{25}$$

e este presiunea parţială a vaporilor de apă, în mmHg;
p — presiunea barometrică globală, în mmHg.

Cînd $p = 760$ mmHg, η_a este egal aproximativ cu 0,835 g/kg.mmHg;

B_I, B_{II} reprezintă coeficientul de transmisie a umidităţii plăcii exterioare şi respectiv interioare (g/m².h. torr).

La orificiile de ieşire, temperatura aerului în canalul de ventilare este egal cu t_l, iar presiunea saturată a vaporilor de apă va fi E_{tl}. Pentru evitarea condensării vaporilor de apă în canalul de ventilare, trebuie îndeplinită inegalitatea :

$$e_{tl} < E_{tl} \tag{26}$$

e_{t_l} se poate calcula cu formula (24) pentru $x = l$

În cazul cînd la suprafaţa exterioară a acoperişului există o învelitoare impermeabilă la vapori de apă ($B_{\mathrm{I}} = 0$), debitul de aer necesar, j_{nec}, se poate calcula cu relaţia :

$$j_{nec} = \frac{B_{\mathrm{II}} \cdot l}{1{,}2\,\eta_a} \cdot \frac{e_i - e_e}{e_l - E_{t_l}} \tag{27}$$

Creşterea debitului de aer j se analizează prin creşterea tirajului termic şi a presiunii vîntului cu ajutorul deflectoarelor.

Umezirea plăcii exterioare este strîns legată de temperatura suprafeţei interioare a acesteia (τ_1). Condensul vaporilor de apă nu apare dacă, pe toată lungimea canalului, τ_1 este mai mare decît punctul de rouă al aerului ventilat :

$$E_{\tau_1} \geqslant e_a \tag{28}$$

5. CONCLUZII

Cunoaşterea fenomenului fizic care are loc în procesul transmisiei termice prin acoperişul-terasă cu canale de ventilare, în regimul cvasistaţionar, permite determinarea cantitativă a efectului termic al acestuia şi asigură eficienţa practică a teraselor ventilate.

Extinderea acoperişurilor-terasă ventilate, în climatul temperat-continental din R.S. România, prezintă interes funcţional şi economic, atît pentru eliminarea riscului de condens, în condiţii de iarnă, cît şi pentru asigurarea confortului încăperilor ultimului etaj în condiţii de vară.

Primit la redacţie la 14 mai, 1973

BIBLIOGRAFIE

[1] ANDJULOVICI ALEXEI şi GEORGESCU ŞTEFAN : *Confortul termic în clădiri*, Bucureşti, Editura tehnică, 1966

[2] SALEH ALI SALEH RADMAN : *Principii de construcţie avantajoasă din punct de vedere termotehnic şi economic a pereţilor şi acoperişurilor clădirii în ţările calde.* Cairo, 1962 (Autoreferatul disertaţiei)

[3] BIRKAIA. K. : *Locuinţele în clădiri de secţie pentru regiuni cu clima caldă şi umedă.* ,,Jilişcinoe stroitelstvo" — U.R.S.S. Nr. 5—1963. [4]

[4] BOGOSLOVSKI B. N. — *Stroitelnaia teplofizika.* Izdatelstvo ,,Vîşaia Şkola" — , Moscova, 1970.

[5] BRDLIK P. MOSTINSKI : *Cu privire la calculul schimblului termic între aerul şi suprafaţa elementelor de construcţie.* ,,Jilişcinoe stroitelstvo ,,U.R.S.S.—Nr 4—1963

[6] CHRISSEMENT R. *Isolation estivale.* ,,Isolation et revêtements". Nr. 77—78/1971

[7] FOLOMIN A., STEFAN : *Acoperiş ventilat"* Jilişcinoe stroitelstvo" U.R.S.S. — Nr. 6—1968

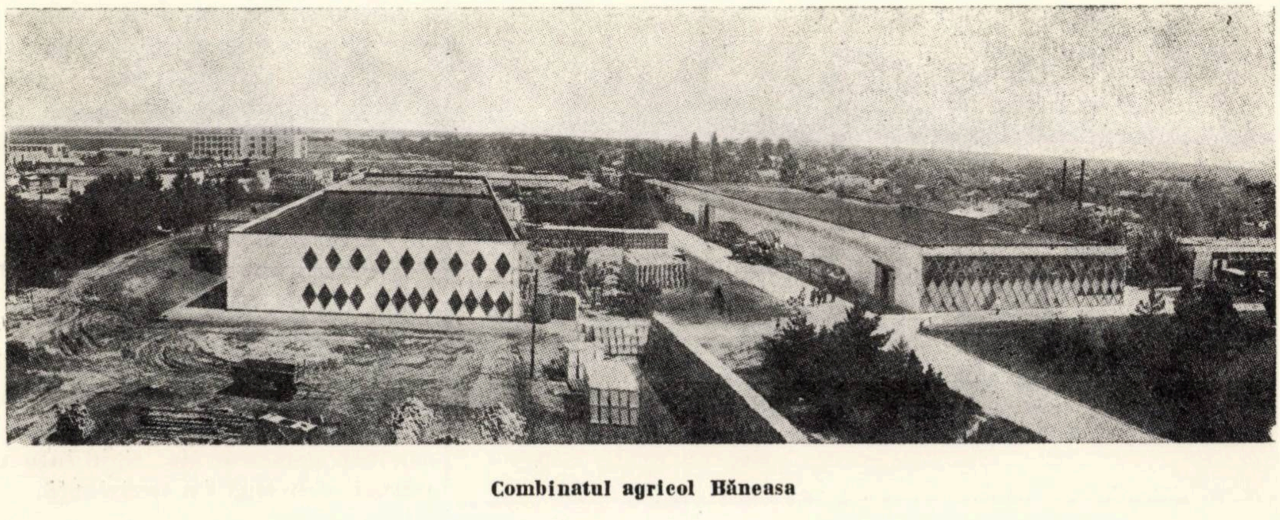
[8] FOLOMIN A., G. ZAHARAN : *Regimul termic al acoperişului plan ventilat.* ,,Stroitelstvo, i arhitectura Moscovî, vol. 17, Nr. 12/1968 — Moscova

[9[MAXIMOV G. A. *Calculul canalelor de ventilaţie* (Traducere din limba rusă). Bucureşti, Editura tehnică 1958

[10] TALIEV V. N. : *Aerodinamica ventilaţii* Moscova Gostroiarhizdat 1954

[11] * * * *Manualul proiectantului de arhitectură* Pekin, 1963 (în limba chineză).

[12] * * * *Reducerea căldurii la clădiri în regiunile calde în sudul Chinei.* Institutul de cercetări ştiinţifice în construcţii, Pekin, 1963 (în limba chineză).



Combinatul agricol Băneasa

CZ 624.023852:681.3.06

Considerații privind alcătuirea matricei generale de rigiditate a unei structuri de rezistență compuse din elemente structurale idealizate (elemente finite)

Ing. **GHEORGHE OBLEMENCO**
Institutul de proiectări transporturi auto, navale și aeriene (I.P.T.A.N.A.)

1. INTRODUCERE

După cum este cunoscut din literatură [1],[2],[3] procedeele matriceale de calcul al structurilor de rezistență au căpătat un avînt deosebit în ultima perioadă, fiind legate nemijlocit de tehnica electronică de calcul.

Metoda matriceală este bazată pe conceptul înlocuirii unei structuri continue printr-un model matematic alcătuit din elemente structurale finite, avînd cunoscute caracteristicile de rigiditate, care pot fi exprimate sub formă matriceală.

Proprietățile fiecărui element sînt calculate folosind teoria elasticității, în timp ce analiza întregii structuri este realizată pentru ansamblul acestor elemente structurale, folosind procedeele cunoscute din statică.

Astfel, în procesul de calcul al structurilor, în metoda deplasărilor, caracteristicile de rigiditate ale elementelor idealizate (finite) sînt determinate inițial în raport cu sistemele locale de referință iar apoi acestea sînt raportate la sistemul general de referință al structurii, în vederea alcătuirii matricei generale de rigiditate pentru structura asamblată.

În funcție de gradul de nedeterminare statică a structurii și de caracteristicile calculatorului electronic folosit, a apărut, în cadrul procesului de întocmire a unui program complex pentru calculul structurilor, necesitatea de a trata în moduri diferite, alcătuirea matricei de rigiditate a întregii structuri asamdlate.

Prezentul articol, presupunînd că cititorul este familiarizat cu procedeele matriceale de calcul al structurilor și cu limbajele algoritmice de programare, are ca obiect doar prezentarea modalităților de construire a matricei generale de rigiditate a unei structuri de rezistență.

2. NOTAȚII FOLOSITE

n = numărul de elemente (idealizate) care compun structura de rezistență.

ne = indice care reprezintă numărul atribuit unui element din structură.

$NOFEL\ (i)$ = variabilă indicială (vector) în care se înregistrează numerele atribuite elementelor din structură (întrucît caracteristicile elementelor se citesc în orice ordine, înregistrările din acest vector nu au impusă condiția ca elementele structurii să fie înregistrate în ordine crescătoare).

K_1 = indice care indică tipul idealizat de element (este folosit pentru a indica numărul submatricelor, din matricele de rigiditate a elementelor raportate la sistemul general de axe).

$KTIPEL\ (i)$ = variabilă indicială în care se înregistrează tipul de element pentru i = număr atribuit element.

K_2 = indice care caracterizează tipul nodurilor idealizate (este folosit pentru a indica numărul de deplasări considerate pentru nodurile idealizate ale elementului, precizînd în același timp, numărul liniilor și coloanelor dintr-o submatrice din cadrul matricei de rigiditate a elementului).

$KTIPND\ (i)$ = variabilă cu indici (vector) în care se înregistrează tipul nodurilor pentru i = tip element.

$NONOD\ (j, k)$ = variabilă indicială (matrice) ce indică numerele atribuite nodurilor unui element și ordinea acestora (pentru $k = ne$).
Această variabilă indicială permite cunoașterea ordinii în care se vor lua nodurile în funcție de numerotarea tip adoptată față de sistemul local de referință a elementului idealizat.

$R_c\ (i, j)$ = matricea generală de rigiditate.

$r\ (n, k, l)$ = matricele de rigiditate ale elementelor raportate la sistemul general de referință (indicele n reprezintă numărul elementului).

$V_c\ (i)$ = vector în care se rețin termenii dintr-o linie a matricei generale de rigiditate.

$NELEM\ (j, k)$ = variabilă indicială (matrice) ce indică numărul elementelor atașate unui nod k, inclusiv numerele ce au fost atribuite acestora.

nl = reprezintă numărul nodurilor pe care le are structura idealizată.

3. CONSIDERAȚII REFERITOARE LA ALCĂTUIREA MATRICEI GENERALE DE RIGIDITATE

În procesul de analiză a structurii de rezistență, elementele idealizate, care prin asamblare vor forma structura idealizată, sînt numerotate într-o ordine arbitrară.

Numerotarea nodurilor între elemente este, în general, corelată, astfel ca să permită a se obține un număr cît mai redus de diagonale cu coeficienți ai matricei generale de rigiditate.

Variabilele $NONOD\ (j, k)$ și $NELEM\ (j, k)$ folosite în procesul de calcul permit a se evidenția nodurile aferente unui element idealizat și ordinea acestora, respectiv elementele idealizate aferente unui nod.

Acest mod de reprezentare a nodurilor, funcție de elementele idealizate, și a elementelor adiacente aferente nodurilor, permite a se obține o programare compactă, prin folosirea judicioasă a combinațiilor indiciale în cadrul instrucțiunilor de ciclare a limbajelor algoritmice de programare.

Succint, alcătuirea matricei generale de rigiditate presupune cunoașterea matricelor de rigiditate ale elementelor idealizate $r\ (n,\ k,\ l)$ raportate la sistemul general de referință.

După cum este cunoscut, aceste matrice se obțin mai întîi din analiza elementelor componente ale structurii raportate la sistemele locale de referință, obținîndu-se matrice de rigiditate față de aceste sisteme de axe, care apoi se raportează la sistemul general de axe prin intermediul unor matrice de transformare (rotire).

Matricea de rigiditate a unui element idealizat (fig. 1), ce face parte componentă dintr-un ipotetic ansamblu structural (fig. 3.), are următoarea configurație (fig. 2) în raport cu sistemul general de referință al structurii asamblate.

Termenul kij ($i = 1, 2, \ldots$) reprezintă reacțiunea din legătură i aplicată pe element, cînd toate deplasările idealizate ale nodurilor elementului sînt blocate, în afară de $uj = 1$.

Această reprezentare a coeficientului kij este valabilă pentru ambele sisteme de referință (în funcție de deplasările idealizate pentru nodurile elementului).

Luîndu-se în considerare un ansamblu structural ipotetic ce este alcătuit din trei tipuri de elemente idealizate (2 plăci dreptunghiulare, una triunghiulară și o bară) avînd același tip de noduri idealizate între ele *, matricea generală de rigiditate va avea configurația din fig. 4.

Din cele arătate rezultă că matricea generală de rigiditate se construește prin „însumarea" matricelor de rigiditate ale elementelor ce compun structura, termenii acesteia fiind coeficienții necunoscutelor din metoda deplasărilor (deplasările nodurilor idealizate față de sistemul general de referință).

---

* Pentru simplificarea expunerii s-au considerat toate nodurile ca fiind articulații. În general, pot interveni diverse combinații de legături la noduri în funcție de idealizările elementelor componente.

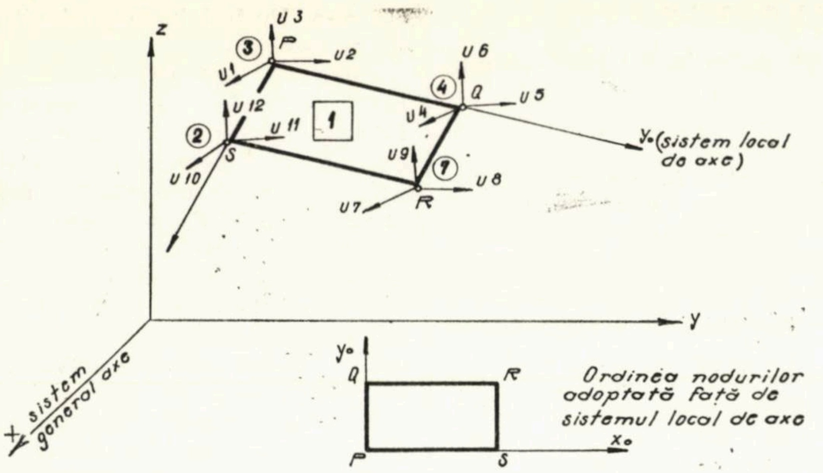
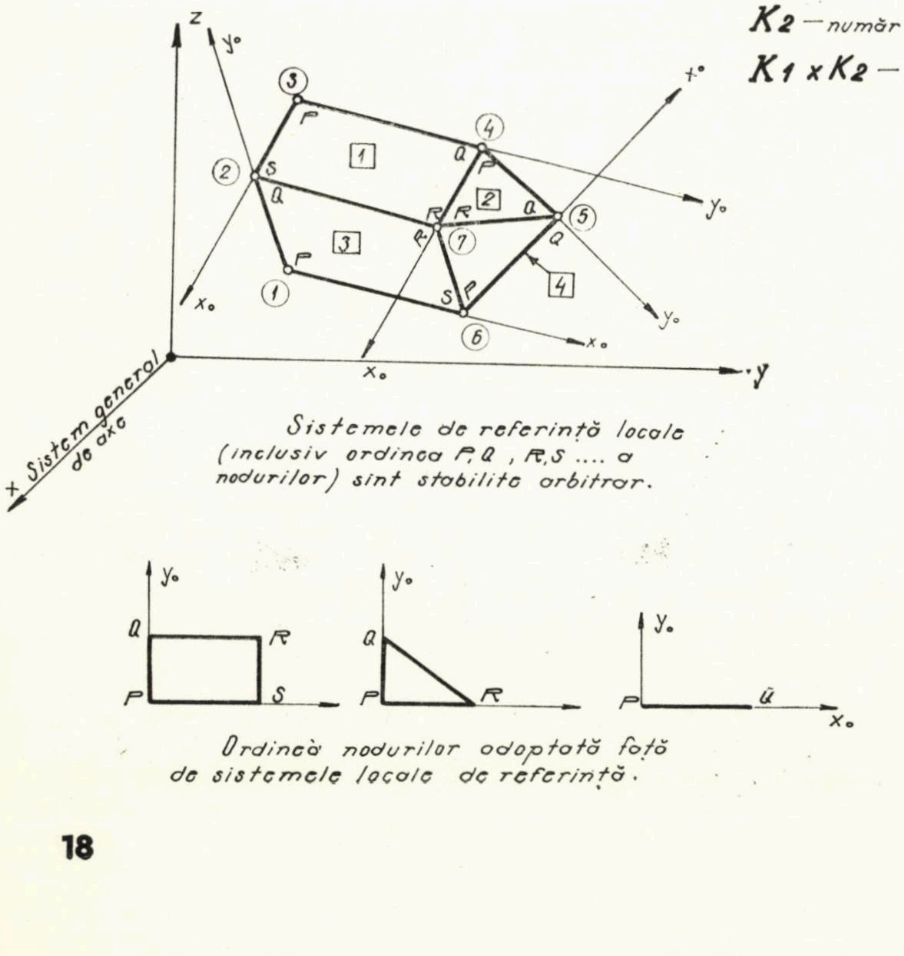

z
U3
U2
U6
③
P
④
Q
U5
U1
U12
U11
1
U4
②
S
U9
⑦
U8
U10
U7
R
y₀ (sistem local de axe)
y
x sistem general de axe
y₀
Q
R
P
S
x₀
Ordinea nodurilor adoptată faţă de sistemul local de axe

Fig. 1

Ordinea coeficienţilor matricei generale de rigiditate este stabilită în funcţie de ordinea nodurilor structurii (a submatricelor) şi de ordinea prestabilită a deplasărilor legăturilor pentru nodurile idealizate care precizează ordinea termenilor în cadrul submatricelor.

Astfel, coeficienţii submatricei din linia 5 coloana 5 corespunzători nodului idealizat 5 se obţin din însumările coeficienţilor de rigiditate ai submatricelor $QQ(2)$ şi $QQ\ (4)$ ale elementelor 2 şi 4.

Fig. 3


Z
y₀
③
P
④
②
S
Q
1
P
2
R
R
Q
⑤
3
⑦
P
①
S
4
⑥
Q
x₀
y₀
x₀
y₀
x₀
Sistem general de axe
x
y
Sistemele de referinţă locale (inclusiv ordinea P, Q, R, S .... a nodurilor) sînt stabilite arbitrar.
y₀
Q
R
P
S
y₀
Q
P
R
y₀
P
u
x₀
Ordinea nodurilor adoptată faţă de sistemele locale de referinţă.

Un coeficient K_{ij} al matricei generale de rigiditate nu reprezintă altceva decît efortul din legătura i (ce se aplică pe structura asamblată), cînd toate deplasările nodurilor structurei asamblate sînt blocate în afară de $u_j = 1$.

Astfel dacă considerăm că de-a lungul direcţiei (legăturii) z în nodul 4 dăm o deplasare unitară (fig. 3), în nodul 7, pe direcţia legăturii de-alungul axei x, va apare o forţă de legătură ce se obţine din însumarea a doi coeficienţi reprezentînd forţele de legătură pe aceeaşi direcţie, provenite în aceleaşi condiţii ca cele arătate mai sus, de la elementele structurale 1 şi şi 2 luate separat.

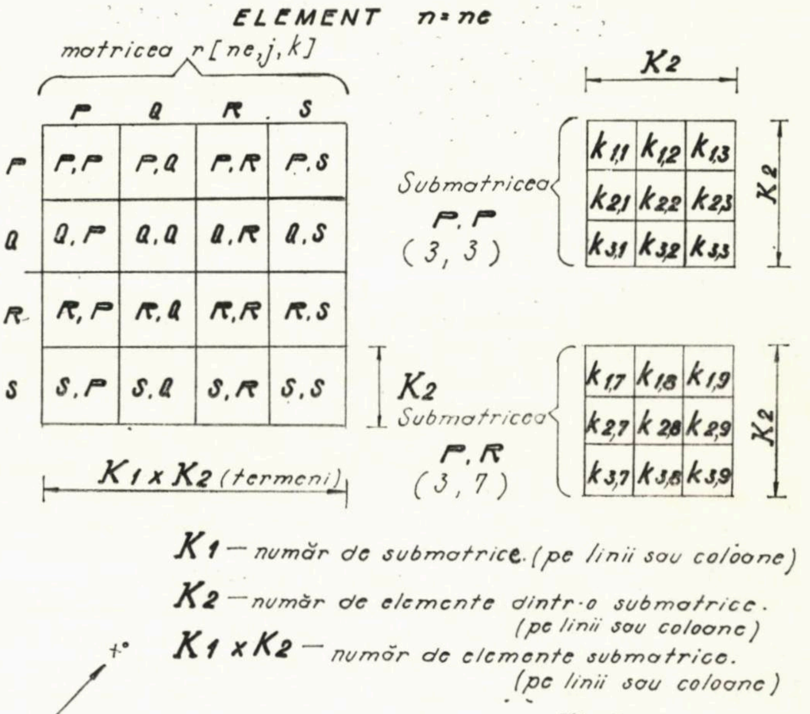
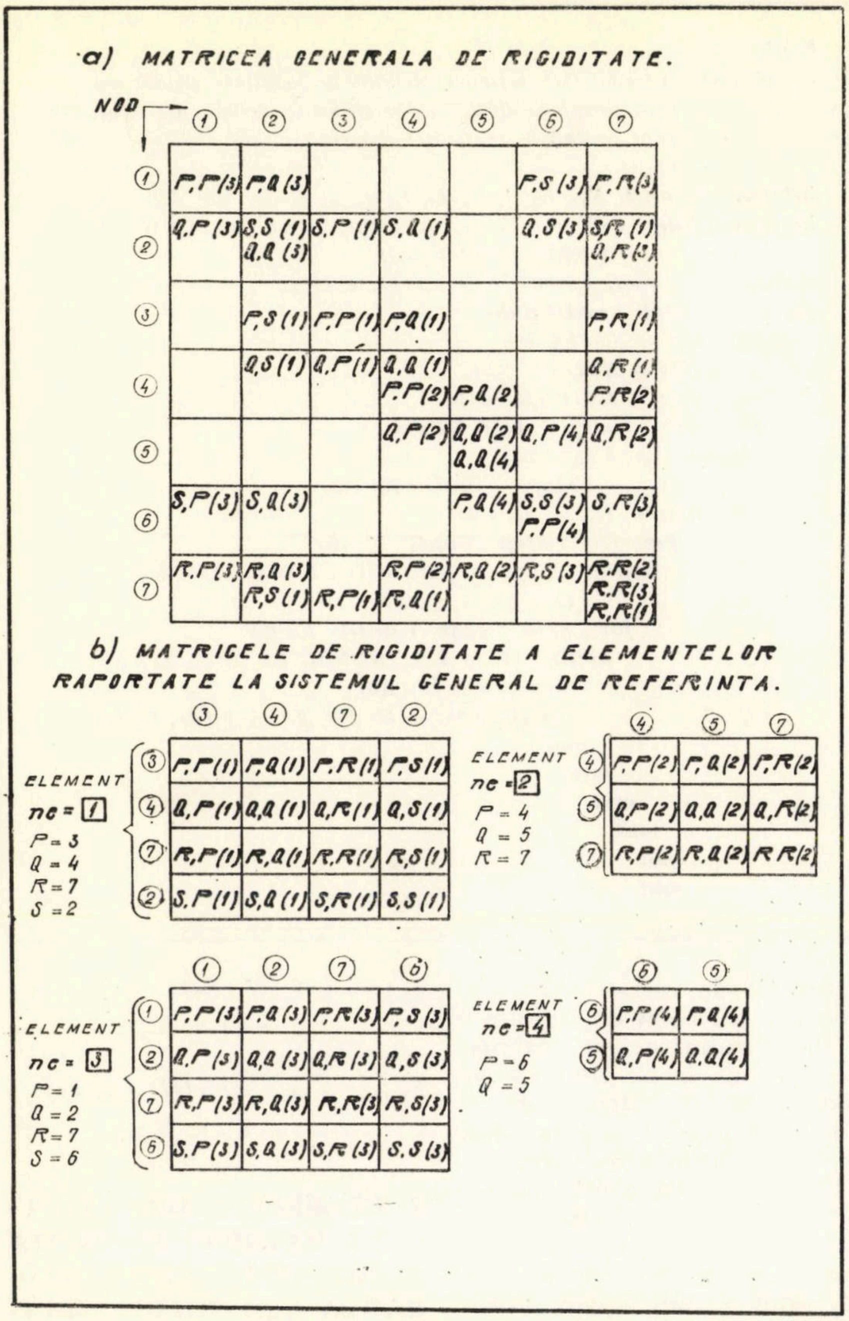

ELEMENT n=ne
matricea r[ne, j, k]
P
Q
R
S
P,P
P,Q
P,R
P,S
Q,P
Q,Q
Q,R
Q,S
R,P
R,Q
R,R
R,S
S,P
S,Q
S,R
S,S
K1 x K2 (termeni)
K2
Submatricea P,P (3, 3)
k11 k12 k13
k21 k22 k23
k31 k32 k33
K2
K2
Submatricea P,R (3, 7)
k17 k18 k19
k27 k28 k29
k37 k38 k39
K2
K1 — număr de submatrice (pe linii sau coloane)
K2 — număr de elemente dintr-o submatrice (pe linii sau coloane)
K1 x K2 — număr de elemente submatrice (pe linii sau coloane)

Fig. 2

După cum se poate observa din distribuţia submatricelor pe aria matricei generale de rigiditate, modul de numerotare a nodurilor are o deosebită importanţă privind restrîngerea ariei ocupate de matricea generală de rigiditate, permiţîndu-se a se obţine un număr mai redus de diagonale cu coeficienţi. Acest lucru are o mare importanţă în cazul unei structuri idealizate cu multe elemente.

Modul de alcătuire arătat mai sus pentru matricea generală de



a) MATRICEA GENERALA DE RIGIDITATE.

NOD	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
①	P,P(3)	P,Q(3)				P,S(3)	P,R(3)
②	Q,P(3)	S,S(1) Q,Q(3)	S,P(1)	S,Q(1)		Q,S(3)	S,R(1) Q,R(3)
③		P,S(1)	P,P(1)	P,Q(1)			P,R(1)
④		Q,S(1)	Q,P(1)	Q,Q(1) P,P(2)	P,Q(2)		Q,R(1) P,R(2)
⑤				Q,P(2)	Q,Q(2) Q,Q(4)	Q,P(4)	Q,R(2)
⑥	S,P(3)	S,Q(3)			P,Q(4)	S,S(3) P,P(4)	S,R(3)
⑦	R,P(3)	R,Q(3) R,S(1)	R,P(1)	R,P(2) R,Q(1)	R,Q(2)	R,S(3)	R,R(2) R,R(3) R,R(1)

b) MATRICELE DE RIGIDITATE A ELEMENTELOR RAPORTATE LA SISTEMUL GENERAL DE REFERINTA.

ELEMENT
ne = 1
P = 3
Q = 4
R = 7
S = 2

	③	④	⑦	②
③	P,P(1)	P,Q(1)	P.R(1)	P,S(1)
④	Q,P(1)	Q,Q(1)	Q,R(1)	Q,S(1)
⑦	R,P(1)	R,Q(1)	R.R(1)	R,S(1)
②	S.P(1)	S,Q(1)	S,R(1)	S,S(1)

ELEMENT
ne = 2
P = 4
Q = 5
R = 7

	④	⑤	⑦
④	P,P(2)	P,Q(2)	P,R(2)
⑤	Q,P(2)	Q,Q(2)	Q,R(2)
⑦	R,P(2)	R.Q(2)	R,R(2)

ELEMENT
ne = 3
P = 1
Q = 2
R = 7
S = 6

	①	②	⑦	⑥
①	P,P(3)	P,Q(3)	P,R(3)	P,S(3)
②	Q,P(3)	Q,Q(3)	Q,R(3)	Q,S(3)
⑦	R,P(3)	R,Q(3)	R,R(3)	R,S(3)
⑥	S.P(3)	S,Q(3)	S,R(3)	S.S(3)

ELEMENT
ne = 4
P = 6
Q = 5

	⑥	⑤
⑥	P,P(4)	P,Q(4)
⑤	Q,P(4)	Q.Q(4)

Fig. 4

rigiditate se prezintă a fi mai adecvat pentru programarea automată decît procedeele expuse în lucrările [1,], [2], [3].

După cum este ştiut, comportarea structurii idealizate (a modelului matematic conceput) tinde să converge către structura reală (continuă) cînd mărimea elementelor structurale descreşte. Acest lucru duce la creşterea numărului de legături între elementele componente, deci la sporirea însemnată a numărului de necunoscute, apărînd curent necesitatea rezolvării unor sisteme de ecuaţii avînd mii de necunoscute care pun probleme referitoare la alcătuirea optimă a programelor de calcul pentru structuri în limbajele automate de programare.

Astfel, se întîlnesc des probleme curente de proiectare, unde numărul de necunoscute este mai redus (pînă la 200 — 300 necunoscute static nedeterminate, care pot fi rezolvate prin programare, folosind numai memoria operativă a calculatorului). Acest lucru este posibil întrucît pînă la acest număr de necunoscute există posibilitatea declarării întregii arii a matricei generale de rigiditate a structurii (R_c).

Există însă foarte numeroase cazuri, cînd această declarare nu se poate face datorită faptului că memoria operativă este limitată şi nu permite folosirea concomitentă în programare a întregi arii a matricei generale de rigiditate, în vederea prelucrării ei în memoria operativă.

Astfel, au apărut, în procesul de întocmire a unui program complex pentru calculul structurilor de rezistenţă, două modalităţi de alcătuire a matricei generale de rigiditate.

În cazul unui număr relativ mic de necunoscute în program se declară dimensiunea matricei R_c, iar construcţia ei se face prin explorarea elementelor idealizate, adică explorarea matricelor de rigiditate ale elementelor idealizate şi „însumarea" lor în matricea generală de rigiditate pe submatrice, aşa cum a fost arătat anterior (fig. 4).

În cazul unui număr mare de necunoscute ce apar destul de frecvent la rezolvarea problemelor complexe, este necesar a se construi matricea de rigiditate explorînd nodurile structurii. Acest lucru permite alcătuirea matricei generale de rigiditate pe linii sau coloane, ori pe grupe de linii sau coloane, (componente ale matricei generale de rigiditate), care pe măsura alcătuirii lor pot fi înregistrate în memoria auxiliară a calculatorului (pe benzi magnetice sau unităţi de disc) în vederea prelucrărilor ulterioare.

Această diferenţiere privind alcătuirea matricei generale de rigiditate face ca şi programarea să fie diferită, iar în program în cazul unui număr mare de necunoscute, este necesar a se declara un vector $V_c\,(i)$ care să conţină cca 3 000 — 4 000 termeni ai unei linii sau coloane a matricei generale de rigiditate.

Menţionăm că, în afară de procedeul arătat mai sus, explorarea pe noduri a structurii asamblate oferă posibilitatea alcătuirii matricei generale de rigiditate şi pe submatrice de dimensiuni mari care să conțină un anumit număr de submatrice aferente nodurilor idealizate.

Pentru aceasta este necesar a se prevedea în memoria operativă o matrice de lucru, care va servi atît la alcătuirea submatricelor în memoria operativă, cît și la transferarea acestora în memoria auxiliară.

Modul de lucru este, în general ales în funcție de procedeul de rezolvare a sistemului de ecuații folosit pentru determinarea necunoscutelor și de configurația perifericelor calculatorului electronic.

Trebuie însă arătat că, oricare ar fi procedeul utilizat, folosirea memoriei auxiliare la rezolvarea structurilor de rezistență necesită un timp de lucru sporit datorită vitezei mai reduse de operare.

4. PROCEDEUL DE ALCĂTUIRE A MATRICEI GENERALE DE RIGIDITATE PRIN EXPLORAREA ELEMENTELOR COMPONENTE ALE STRUCTURII

Folosind notațiile arătate anterior, și pentru o mai lesnicioasă expunere limbajul de programare ALGOL *, putem scrie alăturata secvență de program pentru alcătuirea matricei generale de rigiditate.

```
begin
comment  Determinarea matricei generale de rigiditate pentru o struc-
         tură complexă alcătuită din elemente structurale idealizate,
         prin procedeul explorării elementelor componente ale struc-
         turii;
integer  n, ne, i, K1, K2. l1. l2, l3, l4, j, j0, l, k, m, k0, nn,nnd;
integer array  NOFEL [1:n], KTIPEL [1:n], KTIPND [1:12],
               NONOD [1:n  1:nn];
array  Rc [1:nnd, 1:nnd], r [1:n,1:12, 1:12];
for i: = 1 step 1 until n do
  begin  ne: = NOFEL (i);
         K1: = KTIPEL (ne);
         K2: = KTIPND (K1);
    for  l1: = 1 step 1 until K1 do
     begin  l3: = l1 - 1;
       for  l2: = 1 step  1 until  K1 do
         begin  l4: =  l2 - 1;
           for  j:= 1 step  1 until K2 do
             begin  j0: = j + (NONOD (l1, ne) -1)×K2;
                    l: = j + l3 × K2;
               for  k: = 1 step  1 until  K2 do
                 begin  k0: = k + (NONOD (l2, ne) - 1)×K2;
                    m: =  k + l4×K2;
                    Rc (j0, k0): = Rc (j0, k0) + r (ne, l, m);
                  end
                end
              end
            end
          end
          end
```

Comentînd succint această secvență de program alcătuită dintr-o suită de cicluri pe diferite niveluri, care în final operează relația de „însumare" a matricelor de rigiditate ale elementelor, putem arăta următoarele :

Primul ciclu pentru variabila i este destinat a explora toate n elementele idealizate componente ale structurii de rezistență. La fiecare treaptă a ciclului se determină numărul ne atribuit elementului căruia i se „însumează" matricea de rigiditate și indicii K_1, reprezentînd tipul de element, și K_2 — tipul nodurilor.

Ciclurile pentru variabilele l_1 și l_2, cărora li se atribuie valori în funcție de variabila K_1, explorează matricea de rigiditate a elementului ne pe submatrice (ciclul l_1 pe linii, l_2 pe coloane de submatrice), determinînd și indicii l_3 și l_4 necesari pentru ciclurile ulterioare.

Ultimele două cicluri cu indicii variabili j și k sînt cicluri care efectuează exploatarea submatricelor pe linii și coloane (K_2 fiind variabila care precizează numărul de linii sau coloane din submatrice).

La fiecare treaptă a acestor cicluri se calculează indicii l și m ai termenilor din matricea de rigiditate r (ne, l, m) a elementului idealizat ne care se „însumează prin depunere" cu termenii matricei generale R_c pentru care în mod similar se determină indicii j_0 și k_0.

Relația de „însumare prin depunere" este $R_c(j_0, k_0) = R_c(j_0, k_0) + r\ (ne, l, m)$

La determinarea coeficienților j_0 și k_0 se folosesc combinațiile indiciale și variabila $NONOD$, obținîndu-se relațiile :

$$j_0 : = j + (NONOD\ (l_1,\ ne) - 1) \times K_2$$

$$k_0 : = k + (NONOD\ (l_2,\ ne) - 1) \times K_2$$

5. PROCEDEUL DE ALCĂTUIRE A MATRICEI GENERALE DE RIGIDITATE PRIN EXPLORAREA NODURILOR STRUCTURII IDEALIZATE

Utilizînd același mod de programare folosit anterior, se poate scrie următoarea secvență de program pentru alcătuirea matricei generale de rigiditate a unei structuri asamblate.

(V. secvența de program de la pag. 21).

Ciclul de bază al acestei secvențe cu variabila i explorează toate nodurile în ordine crescătoare. Urmează apoi ciclul cu variabila i_2 care delimitează calculul doar pe liniile matricei generale de rigiditate aferente unui nod.

---

* Programul este scris în limbajul FORTRAN IV.

```
begin
comment  Determinarea matricei generale de rigiditate pentru o struc_
         tură complexă alcătuită din elemente structurale idealizate
         prin procedeul explorării nodurilor idealizate ale structurii.
integer  n ne, nl, i, i1, i2, q, r, s, K1, K2, j, l, l1, l2, k,
         k0, m;
integer array  NELEM [1: 12, 1: nl], KTIPEL [1: n], KTIPND
               [1:12], NONOD [1:nn, 1:n];
   array  Vc [1:nnd], r [1 :n, 1:12, 1:12];
   E: for i : =1 step 1 until nl do
         begin for i2: = 1 step 1 until q do
         begin for i1 : = 1 step 1 until r do
         begin if NELEM (i1, i) = 0 then go to A else
                  begin ne : = NELEM (i1, i);
                        K1: = KTIPEL (ne);
                        K2: = KTIPND (K1);
                  end;
          D: for j: = 1 step 1 until s do
                begin if (NONOD (j, ne)-i) = 0 then
                   begin l: = i2 + (j - 1) × K2; go to C
                   end else go to D
                     end ;
          C: for l1:=1 step 1 until K1 do
                begin l2: = l1 - 1;
                   for k: = 1 step 1 until K2 do
                     begin  k0:=k+(NONOD(l1, ne)- 1)×K2;
                            m: = k + K2 × l2;
                            Vc(k0):= Vc (k0) +r (ne, l, m);
                      end
                     end ;
                end ;
 A : if (i2 - k2) > 0 then go to E
              end
            end end
```

Valoarea maximă pe care o poate lua variabila i_2 este egală cu numărul legăturilor simple idealizate pentru nodul i explorat de ciclul de bază. Aceasta se precizează de valoarea coeficientului K_2 (a se vedea secvența de instrucțiuni din dreptul mărcii A).

Ciclul cu variabila i_1 (subciclu al celor două cicluri anterioare) apelează elementele idealizate.

În cadrul acestui ciclu, variabila $NELEM$ (n, j), prin instrucțiunile care sînt prevăzute imediat după instrucțiunea de ciclare pe variabila i_1, permite explorarea numai a matricelor de rigiditate a elementelor aferente nodului explorat de ciclul de bază. În continuare, secvența de program precizează numărul de element asupra căruia se operează, inclusiv valorile pentru K_1 și K_2, iar instrucțiunile inserate în dreptul mărcii D permit determinarea indicelui l care precizează numărul liniei din matricea de rigiditate a elementului idealizat asupra căruia se operează.

Ciclul pe variabila l_1 segmentează această linie pe zone ale submatricelor, permițînd astfel amplasarea acestor porțiuni de linii segmentate în vectorul V_c corespunzător numărului pe nod.

Examinînd în continuare relația „de însumare prin depunere'' care determină vectorul linie din matricea generală de rigiditate:

$$V_c\,(k_0) = V_c(k_0) + r\,(n, l, m)$$

putem arăta următoarele:

Ciclul avînd variabila k explorează în ordine termenii liniilor segmentate anterior (K_2 fiind variabila care precizează numărul de termeni ai unei linii).

La fiecare treaptă a acestui ciclu se calculează indicele m ai termenilor din matricea r (ne, l, m) (ne și l sînt determinați anterior), care se „însumează prin depunere“ cu termenii vectorului V_c (k_0) pentru care, în mod similar, în același ciclu se determină indicele k_0 cu relația:

$$k_0 = k + (NONOD\,(l_1, ne) - 1) \times K_2$$

Vectorul V_c (k_0) pentru o linie din matricea generală de rigiditate este alcătuit și poate fi depus în memoria auxiliară a calculatorului, după încheierea tuturor operațiilor la nivelul ciclului cu variabila i_1.

Menționăm că tot cu această procedură, în cazul unor sisteme de ecuații avînd pînă la cca 1500–2000 de necunoscute, se pot transfera direct din memoria operativă în memoria auxiliară a calculatorului grupe de linii (grupe de max. 6 linii în cazul cînd nodurile structurii au șase legături simple idealizate).

În vederea acestui lucru se efectuează inversarea ciclurilor ce au variabilele i_2 și i_1, suprimarea controlului din dreptul mărcii A și declararea unei matrice V_c (j_0, k_0) în locul vectorului V_c (k_0), în care se vor alcătui grupele de linii ale matricei generale de rigiditate.

Astfel, în cadrul ciclului i_1, cînd se apelează elementele idealizate aferente nodului explorat de ciclul de bază i, subciclul i_2 va permite transferarea, în domeniul rezervat grupelor de linii, a tuturor submatricelor care afectează nodul explorat, din matricele de rigiditate ale elementelor idealizate.

De asemenea, se poate varienta foarte ușor aceeași procedură în vederea alcătuirii matricei generale de rigiditate a structurii asamblate pe blocuri de submatrice.

* * *

Față de cele prezentate, trebuie să menționăm că în programul complex pentru calculul structurilor scris în limbajul de programare FORTRAN, matricea $R_c(k_0, j_0)$ ce se declară în primul procedeu, cuprinde doar jumătate din aria ocupată de banda diagonală a matricei generale de rigiditate.

Acest lucru este posibil, întrucît matricea generală este simetrică, iar în procesul de calcul se folosesc nişte relaţii indiciale de corespondenţă.

În cel de-al doilea procedeu, se alcătuiesc doar acele linii ale matricei generale de rigiditate pentru care avem necunoscute în metoda deplasării (pentru legăturile fixe faţă de teren ale structurii asamblate, ecuaţiile şi coloanele aferente se suprimă).

Trebuie subliniat faptul că secvenţele de program prezentate permit asamblarea oricărui tip de element idealizat, avînd un număr oarecare de noduri.

Aceste secvenţe, folosite ca subrutine în program, dau posibilitatea ca, în procesul de alcătuire a matricei generale de rigiditate, să se asambleze atît elemente idealizate (finite), cît şi substructuri (porţiuni din structura idealizată).

BIBLIOGRAFIE

[1] PREZEMIENIECKI J. S. : *Theory of Matrix Structural Analysis.* McGraw — Hill Book Company, 1968.

[2] ZIENKIEWICZ O. C., CHEUNG Y. K. : *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics.* McGraw — Hill.

[3] PING-CHUN WANG : *Metode numerice şi matriceale în Mecanica Construcţiilor* (traducere din limba engleză). Editura Tehnică, Bucureşti, 1970

[4] MAZILU PANAIT : *Statica Construcţiilor, Vol. II : Sisteme static nedeterminate.* Editura Tehnică, Bucureşti, 1959

[5] MCCRACKEN DANIEL D. : *A Guide to ALGOL programming.* New Vork, London, John Willy de Cons, Inc., 1963.

[6] CONSTANTINESCU PAUL : *Introducere în programarea automată* Editura Tehnică, Bucureşti, 1967.

[7] LEDLEY ROBERT STEVEN : *Programarea şi utilizarea calculatoarelor numerice* (traducere din limba engleză). Editura Tehnică, Bucureşti, 1968

[8] FLORES IVAN *Practica programării calculatoarelor* (traducere din limba engleză). Editura Tehnică, Bucureşti, 1969

[9] PRICE : T. WILSON : *Elements of Basic FORTRAN IV Programming.* Holt, Rinehart and Winston, 1969

[10] HOLZ JEAN L. PETERSON W. WESLEY : *FORTRAN IV and the IBM 360.* McGraw — Hill Book Company, 1971

Noul hotel ,,Prahova'' la Ploeşti

CZ 624.04

Analiza influenţei dependenţei corelative între momentele plastice şi între încărcări asupra probabilităţii de apariţie a mecanismelor de cedare la structurile elasto-plastice

Prof. dr. ing. **DAN GHIOCEL,** Ing. **DAN FRANGOPOL**
Institutul de construcţii Bucureşti

1. METODE DE CALCUL ÎN DOMENIUL PLASTIC

Calculul în domeniul elastic foloseşte, în genere, la verificarea comportării structurilor în condiţiile exploatării normale. Evaluarea capacităţii portante a structurilor prin considerarea limitei domeniului elastic, reprezentată de apariţia efortului unitar de curgere în fibra extremă a celei mai solicitate secţiuni, drept stadiu a cărui atingere determină în mod implicit epuizarea rezistenţei structurii, este o cerinţă mult prea severă pentru construcţiile alcătuite din materiale cu proprietăţi elastoplastice. Structurile analizate în lucrare se consideră ideal elastoplastice, în sensul acceptării redistribuţiei totale a eforturilor de-a lungul structurii şi a valabilităţii diagramei Prandtl între deplasarea relativă şi efortul din secţiunea critică. De asemenea, se consideră cedarea plastică ca mod unic de distrugere, admiţîndu-se asigurarea structurilor împotriva tuturor celorlalte moduri de distrugere adiţionale posibile.

În cazul în care soluţia constructivă este precizată de proiectant, obiectivul esenţial devine realizarea acesteia cu un consum de materiale cît mai redus, în condiţiile obţinerii unei siguranţe satisfăcătoare. O astfel de optimizare este posibilă, pe de o parte, prin considerarea limitei naturale de epuizare a capacităţii portante drept cea care corespunde cedării plastice, iar pe de alta, prin asigurarea unei probabilităţi efective de cedare plastică inferioară celei admisibile.

1.1. Metoda deterministă

Metoda deterministă de calcul în domeniul plastic cunoaşte o dezvoltare largă [10—13], [21], [24], [25], [30—32], [35]. Această metodă consideră toate mărimile care intervin în calcule: încărcări, caracteristici geometrice şi mecanice ale secţiunilor critice şi ale structurii, drept mărimi deterministe (nealeatorii). Ca măsură implicită a siguranţei se utilizează factorul de încărcare la cedarea plastică. Acest factor reprezintă raportul încărcării de cedare la cea de exploatare (încărcarea normată), fiind acelaşi pentru toate sarcinile ce acţionează structura. Determinarea factorului de încărcare se poate face numai în condiţiile sarcinilor proporţionale sau a sarcinilor repetate cu variaţie in-

NOTAŢII

Pentru o variabilă aleatorie Q s-a notat prin $\overline{Q}$, $\widetilde{Q}$, $\widetilde{Q}^2$ şi Q^* respectiv valoarea medie, abaterea standard, dispersia şi coeficientul de variaţie al acesteia. În aceste condiţii, în lista de notaţii care urmează se precizează numai variabila aleatorie fără a mai indica şi caracteristicile globale ale acesteia.

$_0C_i$ = variabilă aleatorie ce caracterizează capacitatea portantă a mecanismului de cedare i în situaţia în care momentele plastice din toate secţiunile critice au aceleaşi valori medii şi abateri standard.

C_i = variabilă aleatorie ce caracterizează capacitatea portantă a mecanismului de cedare i.

cov (P_p, P_q); cov (X_p, X_q) = covarianţa variabilelor aleatorie P_p şi P_q, respectiv X_p şi X_q.

E_i = evenimentul ce reprezintă apariţia mecanismului de cedare i.

$g(x_p, x_q)$ = densitatea de repartiţie bidimensională a variabilelor X_p şi X_q.
i = indice ce caracterizează un mecanism posibil de cedare al unei structuri.
$j(i)$ = indicele unei secţiuni în care poate apare articulaţia plastică cînd cedarea se produce prin mecanismul i.
k = numărul total de sarcini concentrate ce acţionează structura în noduri.
m = numărul total de sarcini concentrate ce acţionează structura pe parcursul barelor.
n = numărul total de secţiuni ale unei structuri, aflate în vecinătatea nodurilor sau în rezemări în care pot apare articulaţii plastice.
$P_{(-)}$ = probabilitatea de cedare plastică a unei structuri.
$P_{(-)i} = P(E_i)$ = probabilitatea de apariţie a mecanismului de rang i.
P_p; P_q = variabile aleatorii ce reprezintă sarcinile ce acţionează structura în secţiunile p, respectiv q.
$P_{s(i)}$ = variabilă aleatorie ce caracterizează sarcina P care acţionează structura în secţiunea s şi produce lucru mecanic în mecanismul de cedare i.
$s(i)$ = indicele sarcinii P ce produce lucru mecanic în mecanismul de cedare i.
S_i = variabilă aleatorie ce caracterizează solicitarea mecanismului de cedare i.
v = numărul total de sarcini concentrate ce acţionează structura.
W_p = modulul de rezistenţă plastic al unei secţiuni critice a structurii.
$X_{j(i)}$ = variabilă aleatorie ce caracterizează momentul plastic care apare în articulaţia j a mecanismului de cedare i.
X_p ; X_q = variabile aleatorii ce reprezintă momentele plastice ale structurii din secţiunile p, respectiv q.
$\alpha(i)$; $\beta(i)$ = indicele minim, respectiv maxim al unei secţiuni în care poate apare articulaţia plastică la cedarea prin mecanismul i.
γ_i = argumentul funcţiei integrale Laplace la cedarea prin mecanismul i.
$\delta_{s(i)}$ = deplasarea prin care sarcina $P_{s(i)}$ dă lucru mecanic în mecanismul de cedare i.
ε' = indicii sarcinilor P ce acţionează structura în noduri.
ε'' = indicii sarcinilor P ce acţionează structura pe parcursul barelor.
ε''' = indicii secţiunilor aflate în vecinătatea nodurilor sau în rezemări în care pot apare articulaţii plastice.
$\xi(i)$; $\eta(i)$ = indicele minim, respectiv maxim al sarcinii P ce produce lucru mecanic în mecanismul de cedare i.
$\eta(X_p | x_q)$; $\eta(X_q | x_p)$ = reprezintă raportul de corelaţie al variabilei X_p faţă de X_q, respectiv X_q faţă de X_p.
$\theta_{j(i)}$ = valoarea absolută a rotirii relative a secţiunii j cauzată de cedarea prin mecanismul i.
λ = numărul total de secţiuni critice ale unei structuri în care pot apare articulaţii plastice.
μ = numărul total de mecanisme posibile de cedare ale unei structuri.
ν = coeficientul central de siguranţă al mecanismului i.
$\rho(P_p, P_q)$; $\rho(X_p, X_q)$; $\rho(\sigma_p, \sigma_q)$ = reprezintă coeficientul de corelaţie între variabilele P_p şi P_q, respectiv X_p şi X_q, σ_p şi σ_q.
σ_p ; σ_q = variabile aleatorii ce caracterizează eforturile unitare de curgere din secţiunile p şi q.
φ_i = coeficient care multiplică valoarea medie a momentului plastic dintr-o secţiune critică, în situaţia în care momentele plastice din orice secţiune critică au valorile medii egale, pentru a obţine valoarea medie a variabilei aleatorie ${}_0C_i$.
$\Phi(\gamma_i)$ = funcţia integrală Laplace definită de relaţia (24)
ψ_i = coeficient care multiplică abaterea standard a momentului plastic dintr-o secţiune critică, în situaţia în care momentele plastice din orice secţiune critică au aceleaşi abateri standard, pentru a obţine abaterea standard a variabilei aleatorii ${}_0C_i$.
Ω_i = variabila aleatorie $C_i - S_i$.

dependentă. În cazul sarcinilor proporţionale, aflarea factorului de încărcare la cedarea plastică corespunde cu determinarea unicului mecanism real de cedare efectivă, cel care îndeplineşte concomitent condiţiile de echilibru static, mecanism şi plasticitate. În situaţia sarcinilor repetate cu variaţie independentă, aflarea factorilor de încărcare la cedare plastică corespunzători celor două tipuri de cedări posibile, prin deformare plastică alternantă sau progresivă, revine la găsirea valorilor a căror depăşire asigură pierderea capacităţii portante a structurii.

Formularea metodei deterministe de calcul plastic este următoarea : *Fiind date* (determinist) *momentele plastice din secţiunile critice şi sarcinile care acţionează structura în condiţii de exploatare, să se calculeze* (determinist) *factorul de încărcare la cedarea plastică şi să se determine, implicit, mecanismul de cedare corespunzător.*

1.2. Metoda probabilistică

Metoda deterministă, cu toată rigurozitatea şi precizia calculelor de care dispune, nu poate lua în considerare caracterul aleator intrinsec, pus în evidenţă de experienţă, al mărimilor care afectează siguranţa structurii analizate. De asemenea, metodele deterministe nu pot considera corelaţiile spaţiale şi temporale existente între diversele tipuri de încărcări ce acţionează structura, între momentele plastice din secţiunile critice, ca şi între diversele mecanisme de cedare posibile. De aceea, o analiză riguroasă a siguranţei structurii poate fi efectuată numai prin utilizarea metodei probabilistice [2—6], [8], [9], [14], [16—20], [21], [22], [26—29], [33], [34], [36—46]. Folosirea acestei metode este condiţionată de obţinerea unui nivel de informaţie satisfăcător asupra tuturor variabilelor aleatoare ce intervin în calcule. Incertitudinea de natură subiectivă ce provine în prezent din lipsa de date statistice este susceptibilă de abordare prin mijloacele puse la dispoziţie de teoria informaţiei şi de statistică [1], [7], [15], [23], [37]. Chiar şi în acest sens, metoda probabilistică nu este dezavantajată faţă de cea deterministă în care trebuie presupuse apriori valorile tuturor mărimilor care afectează siguranţa structurii.

Metoda probabilistică de calcul în domeniul plastic foloseşte, ca măsură explicită a siguranţei, probabilitatea de cedare a structurii într-un interval de timp dat. Această probabilitate creşte, pentru aceeaşi structură, o dată cu mărirea intervalului de timp, interval ce corespunde, în general, cu o fracţiune din perioada de exploatare a structurii prevăzută apriori. Semnificaţia măsurii probabilistice adoptate este mult mai intuitivă decît factorul de încărcare la cedarea plastică utilizat în metoda deterministă. Factorul de încărcare reprezintă în realitate o variabilă aleatorie a cărei semnificaţie este nereprezentativă pentru caracterizarea siguranţei structurii.

Formularea metodei probabilistice de calcul plastic este următoarea : *Fiind date, pentru un interval de timp, densităţile de repartiţie ale caracteristicilor structurale şi ale încărcărilor care acţionează structura în situaţia limită şi cunoscîndu-se coeficienţii de corelaţie între diversele caracteristici structurale, între încărcări, între încărcări şi caracteristici structurale, să se calculeze probabilitatea de cedare plastică a structurii analizate ce corespunde intervalului de timp precizat.*

Complexitatea acestei formulări, în comparaţie cu cea a metodei deterministe, este considerabilă. Dacă în metoda deterministă de calcul plastic trebuia precizat un singur mecanism de cedare, în metoda probabilistică trebuie studiate toate mecanismele de cedare posibile şi este necesar să se determine probabilitatea de apariţie a fiecărui mecanism. Probabilitatea de cedare a structurii este funcţie de probabilitatea de apariţie a fiecărui mecanism în parte. În metoda deterministă, dependenţa siguranţei structurii de durata de exploatare nu este asigurată în mod explicit. În metoda probabilistică, dependenţa este realizată tocmai prin măsura folosită, şi anume : probabilitatea de cedare plastică a structurii într-un interval de timp stabilit apriori. Metoda deterministă foloseşte exclusiv calcule cu caracter mecanic, în timp ce metoda probabilistică utilizează calcule cu dublu caracter — mecanic şi probabilistic.

1.3. Metoda semiprobabilistică

Datorită imposibilităţii practice de considerare a tuturor mărimilor care intervin în calcul drept variabile aleatorii, se introduc unele ipoteze cu caracter simplificator metodei probabilistice pentru a putea fi aplicată la evaluarea probabilităţii de cedare plastică a structurilor. Aceste ipoteze sînt următoarele :

a) — *Elementele geometrice ale structurii sînt cantităţi deterministe.* Construcţiile nu se execută riguros identic proiectului din cauza abaterilor de execuţie şi a erorilor inerente punerii în operă. Pentru procesul fabricării şi montării elementelor metalice însăşi, normele prevăd cîmpuri de toleranţe admisibile, din punct de vedere tehnic, referitoare la dimensiunile şi poziţiile reciproce ale elementelor. Considerînd aceste cîmpuri de toleranţe respectate, se vor presupune toate elementele geometrice ale structurii drept cantităţi deterministe a căror valoare coincide cu cea indicată prin proiect.

b) — *Structura se consideră acţionată numai de sarcini concentrate, avînd punctele de aplicaţie cunoscute.* În general, structurile sînt acţionate de sarcini distribuite după o lege aleatorie în spaţiu şi timp. Se consideră sarcinile distribuite înlocuite prin sarcini concentrate, echivalente din punct de vedere al lucrului mecanic produs prin deplasările corespunzătoare acestora în mecanismul de cedare analizat.

c) — *Secţiunile critice în care pot apare articulaţii plastice sînt cunoscute apriori.* Secţiunile aflate în deschiderile structurii (se presupune că se analizează numai structuri metalice de tipul grinzilor sau cadrelor plane avînd secţiunea constantă de-a lungul unei deschideri), în care acţionează sarcini concentrate, sînt secţiuni critice. Momentul plastic secţional fiind o variabilă aleatorie, articulaţia plastică poate apare şi în altă secţiune aflată în vecinătatea secţiunii în care acţionează sarcina. Deoarece momentul încovoietor provocat de încărcare, care este tot o variabilă aleatorie, variază mult mai rapid cu distanţa faţă de sarcina concentrată decît momentul plastic secţional, probabilitatea apariţiei articulaţiei plastice într-o secţiune vecină celei în care acţionează sarcina scade foarte rapid o dată cu creşterea distanţei faţă de sarcină. De aceea, ipoteza după care secţiunea critică este cea în care acţionează sarcina apare justificată. De asemenea, secţiunile aflate în vecinătatea nodurilor, la cadre, sau a reazemelor intermediare, la grinzi, sînt secţiuni critice.

d) — *Efortul unitar de curgere ce caracterizează o secţiune critică este o variabilă aleatorie ce are aceeaşi densitate de repartiţie în toate punctele secţiunii.*

e) — *Densitatea de repartiţie a momentului plastic din orice secţiune critică se consideră identică pentru orice rotire relativă a secţiunii superioare celei în care s-a produs articulaţia plastică.* De fapt, momentul plastic nu este constant deoarece, atunci cînd rotirea relativă din articulaţia plastică depăşeşte o anumită valoare, materialul ajunge în zona de autoconsolidare, producîndu-se o sporire a efortului unitar de curgere. Această creştere a efortului unitar de curgere influenţează densitatea de repartiţie a momentului plastic modificîndu-i cel puţin valoarea medie.

f) — *Momentul plastic din orice secţiune critică are aceeaşi valoare medie în ambele sensuri de acţiune.* În cadrul unor mecanisme de cedare diferite, momentul plastic din aceeaşi secţiune poate avea sensuri de acţiune contrare, caz care corespunde unor mecanisme ce au o articulaţie plastică comună în care rotirea relativă este contrară, după cum cedarea se produce printr-un mecanism sau altul. În cazul structurilor metalice, ipoteza după care densitatea de repartiţie a momentelor plastice este aceeaşi în ambele sensuri de acţiune corespunde realităţii. La structurile de beton armat solicitate în stadiul plastic, densitatea de repartiţie a momentelor plastice diferă sensibil, după cum rotirea relativă se produce într-un sens sau altul.

g) — *Între momentele plastice din secţiunile critice şi între încărcări există o legătură stochastică de tipul corelaţiei liniare, iar măsura gradului de dependenţă corelativă între variabile se exprimă prin coeficienţi de corelaţie.*

h) — *Încărcarea şi capacitatea portantă (reprezentată de lucrul mecanic efectuat de momentele plastice din secţiunile critice) a oricărui mecanism posibil de cedare sînt variabile aleatorii independente.* În realitate, o corelaţie, dată de forma secţiunii transversale a structurii, există între aceste variabile, în cazul considerării încărcării date exclusiv de greutatea proprie şi a capacităţii portante a structurii sub acest tip de încărcare. Cum, în general, structurile suportă, în afară de greutatea proprie, şi alte încărcări de exploatare — avînd modurile de distrugere condiţionate, în cele mai multe situaţii, de acestea din urmă — corelaţia dintre încărcări şi momentele plastice poate fi neglijată.

În condiţiile adoptării ipotezelor anterior menţionate, formularea metodei semiprobabiliste de calcul plastic devine : *Fiind date* (determinist) *elementele geometrice, punctele de aplicaţie ale încărcărilor şi secţiunilor critice ale structurii şi precizîndu-se, pentru un anumit interval de timp, atît densităţile de repartiţie ale momentelor plastice din secţiunile critice* (ce sînt aceleaşi pentru orice rotire relativă a secţiunii superioară valorii de plastificare, indiferent de sensul de acţiune al momentului plastic din articulaţie) *coeficienţii de corelaţie între momentele plastice ce apar în cadrul fiecărui mecanism posibil, cît şi densităţile de repartiţie ale încărcărilor şi coeficienţii de corelaţie dintre acestea, să se determine probabilitatea de cedare plastică a structurii ce corespunde intervalului de timp precizat.*

În această formă, metoda se poate aplica studiului siguranţei structurilor cu comportare ideal elastoplastică, la care singurul mod de distrugere este cedarea plastică.

În continuare, lucrarea axată pe această metodă va prezenta succint unele consideraţii asupra variabilelor aleatorii ce intervin în analiza siguranţei structurilor elastoplastice.

2. CARACTERISTICI STRUCTURALE ÎN FAZA DE MECANISM PLASTIC

2.1. Momentul plastic dintr-o secţiune critică

Momentul plastic X, care caracterizează o secţiune critică, este o variabilă aleatorie, fiind produsul unei constante W_p (modulul de rezistenţă plastic al secţiunii ce este, conform ipotezei 1.3.*a*, o mărime nealeatorie) cu o variabilă aleatorie σ (efortul unitar de curgere — 1.3.*d*).

Dacă se cunoaşte densitatea de repartiţie a variabilei σ, se poate afla densitatea de repartiţie a variabilei X. În cazul în care se precizează numai caracteristicile globale ale variabilei σ (valoarea medie $\overline{\sigma}$, abaterea standard $\widetilde{\sigma}$, coeficientul de variaţie $\sigma^* = \widetilde{\sigma}/\overline{\sigma}$) se pot calcula caracteristicile globale ale variabilei X (valoarea medie $\overline{X} = W_p \cdot \overline{\sigma}$, abaterea standard $\widetilde{X} = W_p \cdot \widetilde{\sigma}$, coeficient de variaţie $X^* = \widetilde{\sigma}/\overline{\sigma} = \sigma^*$).

Densitatea de repartiţie a variabilei σ se poate afla prin încercări efectuate pînă la distrugerea plastică asupra unor probe ce aparţin unei selecţii din materialul respectiv. Aceste încercări se fac de uzina producătoare, în condiţii standard, asupra unor epruvete standard. Selecţia trebuie să fie cît mai reprezentativă pentru a obţine rezultate apropiate de distribuţia reală. În general, prescripţiile specifică valoarea limitei minime statistice a efortului de curgere pentru un prag de probabilitate dat.

Coeficientul de variaţie al efortului de curgere obţinut pe epruvete este în general, inferior celui obţinut în condiţii reale de exploatare. Aceasta se datorează modului de prelevare a probelor la uzină, neomogenităţii oţelului produs chiar în cadrul aceluiaşi laminor în aceeaşi şarjă, diferenţelor de temperatură între şarje, decalajului de timp între producere şi utilizare, influenţei mediului ambiant etc. De aceea, în aplicaţii se consideră abaterea standard şi, implicit, coeficientul de variaţie al efortului unitar de curgere în condiţii de exploatare cu valori superioare celor date de prescripţii (valori ce corespund încercărilor pe epruvete în uzină).

2.2. Corelaţia între momentele plastice din secţiunile critice

Capacitatea portantă a oricărui mecanism de cedare posibil al unei structuri este influenţată atît de caracteristicile globale (valoare medie, abatere standard) ale momentelor plastice care apar în secţiunile critice, cît şi de legătura stochastică existentă între aceste momente.

Momentele plastice din două secţiuni critice sînt variabile stochastic conjugate, deoarece pentru orice punct de coordonate (x_p, x_q) se poate compune o densitate de repartiţie comună, bidimensională $g(x_p, x_q)$, astfel încît să se poată defini probabilitatea elementară

$$g(x_p, x_q)\cdot \mathrm{d}x_p\cdot dx_q = P[(x_p < X_p < x_p + dx_p) \cap (x_q < X_q < x_q + \mathrm{d}x_q)] \tag{1}$$

În situaţia în care această probabilitate există, condiţie îndeplinită în cazul momentelor plastice, se poate afirma şi existenţa legăturii stochastice sau independenţa acestor variabile.

Deoarece legătura stochastică este foarte complexă şi nu este asociată, de cele mai multe ori, unei caracteristici numerice se va examina cea mai simplă formă de legătură stochastică, şi anume dependenţa corelativă. Dependenţa corelativă este legătura între două variabile respectiv momentele plastice din două secţiuni critice, prin care una din variabile îşi modifică valoarea medie atunci cînd cealaltă variază. Drept indicatori ai gradului de dependenţă corelativă se folosesc rapoartele de corelaţie [1]

$$\begin{cases} \eta(X_q|x_p) = \overset{\approx}{X}_q(x_p)/\widetilde{X}_q \\ \eta(X_p|\, x_q) = \overset{\approx}{X}_p(x_q)/\widetilde{X}_p \end{cases} \tag{2}$$

Raportul de corelaţie al variabilei X_q faţă de X_p este dat de fracţia care are la numărător abaterea standard a mediei condiţionate a variabilei X_q faţă de X_p, iar la numitor abaterea standard a variabilei X_q. Raportul de corelaţie variază între 0 şi 1. Dacă momentul plastic X_q nu este corelat cu momentul plastic X_p, atunci $\eta(X_q|x_p) = 0$, şi, reciproc, dacă raportul de corelaţie $\eta(X_q|x_p)$ este nul, momentul plastic X_q nu este corelat cu X_p. Dacă există o legătură univocă între variabilele X_p şi X_q, atunci raportul de corelaţie $\eta\ (X_p|x_q) = 1$ şi, reciproc, dacă acest raport este 1, X_q este funcţie uniformă de X_p.

În cele ce urmează se va presupune, conform ipotezei 1.3.*g*, existenţa unei corelaţii liniare (curba de regresie este dreaptă) între variabile. În această situaţie se va folosi, drept măsură a gradului de legătură coeficientul de corelaţie. În cazul în care corelaţia este curbilinie, coeficientul de corelaţie nu mai este o măsură de bună calitate a gradului de legătură între variabile, ci devine numai un indicator asupra preciziei aproximaţiei liniare a uneia din variabile în raport cu cealaltă.

Coeficientul de corelaţie între momentele plastice din două secţiuni critice oarecare *p* şi *q* va fi

$$\rho\ (X_p, X_q) = \frac{\operatorname{cov}\ (X_p, X_q)}{\widetilde{X}_p\cdot \widetilde{X}_q} = \frac{\overline{X_p\cdot X_q} - \overline{X}_p\cdot \overline{X}_q}{\widetilde{X}_p\cdot \widetilde{X}_q} = \rho\ (X_q, X_p) \tag{3}$$

În această relaţie, numărătorul reprezintă covarianţa variabilelor X_p şi X_q. În cazul admiterii ipotezei 1.3.*a*, conform căreia modulii de rezistenţă plastică ai celor două secţiuni sînt cantităţi deterministe, va rezulta

$$\rho\ (X_p, X_q) = \rho\ (\sigma_p, \sigma_q) = \rho\ (\sigma_q, \sigma_p). \tag{4}$$

Deci coeficientul de corelaţie între momentele plastice din două secţiuni critice este egal cu coeficientul de corelaţie între eforturile unitare de curgere din aceste secţiuni. Teoretic, acest coeficient poate varia între −1 şi 1. Variabilele X_p şi X_q pot fi dependente chiar dacă coeficientul lor de corelaţie este nul, în schimb independenţa lor implică anularea coeficientului de corelaţie [15].

Determinarea coeficienţilor de corelaţie între eforturile unitare de curgere din diverse secţiuni critice constituie o problemă dificilă ce poate fi rezolvată printr-o activitate experimentală de amploare în ceea ce priveşte furnizarea datelor statistice. În lipsa acestor date, care să precizeze coeficienţii de corelaţie între eforturile unitare de curgere din diversele secţiuni ale structurii, se poate presupune că, între două secţiuni critice ale aceluiaşi element structural, coeficientul de corelaţie va fi cu atît mai puternic cu cît secţiunile sînt mai apropiate. În general, structurile metalice sînt alcătuite din diverse elemente livrate de aceeaşi uzină sau de producători diferiţi, neputîndu-se asigura aceeaşi calitate oţelului din secţiunile critice.

Coeficientul de corelaţie 1 corespunde unei legături liniare pozitive stricte (ambele drepte de regresie se confundă într-una singură, fiecare dintre momentele plastice X_p sau X_q fiind funcţie liniară crescătoare de celălalt moment plastic, respectiv X_q sau X_p). Anularea coeficientului de corelaţie pune în evidenţă doar necorelarea variabilelor X_p şi X_q, nu şi independenţa lor. Cu cît coeficientul de corelaţie este mai apropiat de unitate, cu atît este mai tare corelaţia rectilinie dintre cele două momente plastice. Existenţa unui coeficient de corelaţie nul, pozitiv sau negativ între momentele plastice din două secţiuni critice implică respectiv menţinerea constantă, creşterea sau scăderea mediei condiţionate a efortului unitar de curgere dintr-o secţiune în momentul creşterii efortului unitar de curgere din cealaltă secţiune. Coeficientul de corelaţie între momentele plastice trebuie să caracterizeze dependenţa corelativă existentă între eforturile unitare de curgere în momentul cedării structurii. În aplicaţii, nu se utilizează coeficienţi de corelaţie negativi deoarece obţinerea unei astfel de corelaţii între eforturile unitare de curgere este practic imposibilă.

2.3. Capacitatea portantă a mecanismelor de cedare

În condiţiile în care structura se consideră acţionată numai de sarcini concentrate, avînd puncte de aplicaţie precizate (ipoteza 1.3.*b*), şi secţiunile critice sînt cunoscute apriori (ipoteza 1.3.*c*), lucrul mecanic, efectuat de momentele plastice prin valorile absolute ale rotirilor relative ale secţiunilor critice, defineşte capacitatea portantă a mecanismului de cedare analizat.

Studiul se va rezuma la analizarea siguranţei structurilor plane de tipul grinzilor şi cadrelor care au toate legăturile de continuitate asigurate pe parcursul lor. Această limitare se face în special pe considerentul unificării notaţiilor folosite în lucrare. Concluziile ce se vor formula îşi păstrează valabilitatea pentru orice tip de structură cu comportare elastoplastică. Se va utiliza denumirea de nod, respectiv rezemare, atît pentru caracterizarea legăturii rigide dintre cel puţin două bare, respectiv a legăturii cu terenul în cazul cadrelor, cît şi pentru caracterizarea legăturii de continuitate din dreptul reazemelor intermediare, respectiv a legăturilor (reazem, simplu, încastrare) de la extremităţile grinzilor. Rezemările se vor presupune neîncărcate, iar orice nod al structurii va suporta cel mult o sarcină.

Considerînd o structură supusă la v sarcini concentrate, dintre care k acţionează în noduri şi restul, $m = v-k$, pe parcursul barelor, se determină, conform relaţiei $\lambda = m+n$, numărul total de secţiuni critice în care pot apare articulaţii plastice. În această egalitate, n reprezintă numărul total de secţiuni aflate în vecinătatea nodurilor (egal pentru fiecare nod cu numărul barelor concurente în nod) şi în rezemări în care pot apare articulaţii plastice.

Notînd: ε' — indicii sarcinilor P ce acţionează structura în noduri (reprezintă şi punctele de aplicaţie ale sarcinilor P la nodurile încărcate), ε'' — indicii sarcinilor P ce acţionează structura pe parcursul barelor (reprezintă şi punctele de aplicaţie ale sarcinilor P pe bare, definind secţiunile critice respective), ε''' — indicii secţiunilor aflate în vecinătatea nodurilor sau în rezemări în care pot apare articulaţii plastice, şi considerînd relaţia de ordine $1 \leqslant \varepsilon' < \varepsilon'' < \varepsilon'''$ satisfăcută, atunci indicii ε', ε'', ε''' vor aparţine respectiv intervalelor $[1,k]$, $[k+1, v]$ $[v+1, k+\lambda]$. Dacă j reprezintă indicele secţiunii în care poate apare o articulaţie plastică, atunci va aparţine intervalului $[k+1, k+\lambda]$, avînd valoarea ε'' pentru indici cel mult egali cu v şi ε''' pentru indici superiori acestei valori.

Toate mecanismele de cedare posibile ale structurii, pentru o situaţie de încărcare dată, se pot determina fără dificultate. Dintre acestea se exclud mecanismele elementare care se referă la crearea posibilităţii de rotire a nodurilor. Apariţia mecanismelor de nod nu este cauzată de acţiunea sarcinilor pe structură, ci este provocată doar de prezenţa unor greşeli de execuţie a structurii în zonele de îmbinări, situaţie care nu se ia în considerare conform ipotezei 1.3.*a*.

Numărul total μ de mecanisme de cedare posibile, exclusiv cele de nod, fiind cunoscut, se pune problema determinării caracteristicilor globale (valoare medie, abatere standard, coeficient de variaţie) ale variabilei aleatorii ce reprezintă capacitatea portantă a fiecărui mecanism în parte. Notînd i, $[1 \leqslant i \leqslant \mu]$ indicele ce caracterizează un mecanism de cedare particular din setul celor μ mecanisme de cedare posibile, capacitatea portantă a acestuia va fi variabila aleatoare C_i, definită de egalitatea

$$C_i = \sum_{j(i)}^{\alpha(i),\, \beta(i)} \theta_{j(i)} \cdot X_{j(i)} \tag{5}$$

Conform ipotezei 1.3.*a*, mărimea $\theta_{j(i)}$ nu este o variabilă aleatorie.

Dacă $\overline{X}_{j(i)}$, $\widetilde{X}_{j(i)}$ şi $X^*_{j(i)}$ reprezintă respectiv valoarea medie, abaterea standard şi coeficientul de variaţie al momentului plastic $X_{j(i)}$, atunci valoarea medie, dispersia şi coeficientul de variaţie al capacităţii portante a mecanismului i vor fi respectiv [23]

$$\begin{cases} \overline{C}_i = \sum\limits_{j(i)}^{\alpha(i),\, \beta(i)} \theta_{j(i)} \cdot X_{j(i)} \\ \widetilde{C}_i^2 = \sum\limits_{j(i)}^{\alpha(i),\, \beta(i)} \theta_{j(i)}^2 \cdot \widetilde{X}_{j(i)}^2 + 2 \sum\limits_{j'(i)<j''(i)}^{\alpha(i),\, \beta(i)} \theta_{j'(i)} \cdot \theta_{j''(i)} \cdot \rho(X_{j'(i)}, X_{j''(i)}) \cdot \widetilde{X}_{j'(i)} \cdot \widetilde{X}_{j''(i)} \\ C^*_i = \widetilde{C}_i / \overline{C}_i \end{cases} \tag{6}$$

În situaţia în care momentele plastice, care pot apare în toate secţiunile critice ale structurii, au aceleaşi valori medii $\overline{X}_{j(i)} = \overline{X}$ în orice secţiune, valoarea medie a capacităţii portante a mecanismului i va fi

$$(7)\quad {}_0\overline{C}_i = \overline{X}\cdot \sum_{j(i)}^{\alpha(i),\,\beta(i)} \theta_{j(i)} = \overline{X}\cdot \varphi_i$$

În cazul în care abaterile standard ale momentelor plastice sînt aceleaşi în toate secţiunile critice ale structurii, $\widetilde{X}_{j(i)} = \widetilde{X}$, abaterea standard a capacităţii portante a mecanismului i va avea valoarea

$$(8)\quad {}_0\widetilde{C}_i = \widetilde{X}\Bigg[\sum_{j(i)}^{\alpha(i),\,\beta(i)} \theta^2_{j(i)} + 2\sum_{j'(i)<j''(i)}^{\alpha(i),\,\beta(i)} \theta_{j'(i)}\cdot\theta_{j''(i)}\cdot \rho(X_{j'(i)}, X_{j''(i)})\Bigg]^{1/2} = \widetilde{X}\cdot\psi_i$$

Dacă atît mediile cît şi abaterile standard ale momentelor plastice din toate secţiunile critice sînt egale, avînd valoarea respectiv $\overline{X}$ şi $\widetilde{X}$, atunci coeficientul de variaţie al capacităţii portante a mecanismului i va fi

$$(9)\quad {}_0C^*_i = \frac{\widetilde{X}}{\overline{X}}\cdot\frac{\psi_i}{\varphi_i} = X^*\,\psi_i/\varphi_i$$

Coeficientul φ_i este o constantă, conform ipotezei 1.3.*a*, depinzînd doar de elementele geometrice ale structurii; în schimb, coeficientul ψ_i variază în funcţie de valoarea coeficienţilor de corelaţie $\rho(X_{j'(i)}, X_{j''(i)})$ dintre momentele plastice ale secţiunilor critice. Deoarece o corelaţie negativă între eforturile unitare de curgere din secţiunile critice nu poate apare valoarea minimă a coeficientului ψ_i se obţine în cazul unei corelaţii identic nule între toate momentele plastice ale mecanismului i, conform relaţiei

$$\min(\psi_i) = {}_0\psi_i = \Bigg[\sum_{j(i)}^{\alpha(i),\,\beta(i)} \theta^2_{j(i)}\Bigg]^{1/2}\qquad(10)$$

Valoarea maximă este dată de o legătură liniară pozitivă strictă, $\rho(X_{j'(i)}, X_{j''(i)}) = 1$, a momentelor plastice ce apar în cadrul aceluiaşi mecanism

$$(11)\quad \max(\psi_i) = \varphi_i = \sum_{j(i)}^{\alpha(i),\,\beta(i)} \theta_{j(i)}$$

Cele două valori extreme ale coeficientului ψ_i conduc la determinarea limitelor coeficientului de variaţie al capacităţii portante a mecanismului i, după cum urmează

$$(12)\quad \begin{aligned} \min({}_0C^*_i) &= X^*\cdot {}_0\psi_i/\varphi_i \\ \max({}_0C^*_i) &= X^* \end{aligned}$$

Existenţa unei legături liniare pozitive stricte între toate momentele plastice ale unui mecanism posibil de cedare conduce la valoarea maximă a coeficientului de variţaie al capacităţii portante a mecanismului respectiv [34], valoare egală cu coeficientul de variaţie al momentului plastic din orice secţiune critică. Această egalitate a coeficienţilor de variaţie ai capacităţii portante a oricărei secţiuni critice cu cel al întregului mecanism pune în evidenţă tendinţa de apariţie simultană a articulaţiilor plastice în toate secţiunile critice. Existenţa legăturii liniare pozitive stricte între momentele plastice determină o probabilitate superioară de distrugere a structurii prin mecanismul respectiv, în comparaţie cu cea dată de existenţa unor coeficienţi de corelaţie subunitari.

O dată cu reducerea coeficienţilor de corelaţie dintre eforturile unitare de curgere din articulaţiile plastice scade şi coeficientul de variaţie al capacităţii portante a mecanismului respectiv, aceasta avînd ca efect direct micşorarea probabilităţii de apariţie a mecanismului de cedare.

3. CARACTERIZAREA ACŢIUNII SARCINILOR ÎN FAZA DE MECANISM PLASTIC

3.1. Caracteristici globale şi corelaţia sarcinilor

Sarcinile care acţionează structura sînt concentrate şi au punctele de aplicaţie precizate. Pentru fiecare sarcină în parte este necesar să se determine, prin studii statistice, densitatea de repartiţie. La stabilirea densităţii de repartiţie trebuie ţinut cont că întreaga perioadă pentru care se calculează probabilitatea de distrugere a structurii trebuie comprimată într-un singur moment, cel corespunzător cedării plastice. În afară de aceasta, trebuie efectuată echivalenţa dintre distribuţia spaţială şi temporală a încărcării analizate [14], [27].

Notînd $s(i)$ indicele sarcinii P ce dă lucru mecanic în mecanismul de cedare i, $[1 \leqslant s \leqslant k + m]$, şi presupunînd cunoscută densitatea de repartiţie a acestei sarcini, se pot preciza caracteristici globale ale variabilei $P_{s(i)}$ după cum urmează: valoarea medie $\overline{P}_{s(i)}$, abaterea standard $\widetilde{P}_{s(i)}$ şi coeficientul de variaţie $P^*_{s(i)} = \widetilde{P}_{s(i)}\overline{P}_{s(i)}$.

Între sarcinile ce acţionează un mecanism de cedare se presupune conform ipotezei 1.3.*g* existenţa unei corelaţii liniare, folosindu-se drept măsură a gradului de legătură coeficientul de corelaţie. Coeficientul de corelaţie între două sarcini concentrate care acţionează în secţiunile p şi q ale structurii va fi

$$\rho(P_p, P_q) = \frac{\operatorname{cov}(P_p, P_q)}{\widetilde{P}_p\cdot\widetilde{P}_q} = \frac{\overline{P_p\cdot P_q} - \overline{P}_p\cdot\overline{P}_q}{\widetilde{P}_p\cdot\widetilde{P}_q} = \rho(P_q, P_p)\qquad(13)$$

Sarcinile care acţionează în cadrul diverselor mecanisme de cedare posibile produc lucru mecanic prin deplasările corespunzătoare δ^c, provocate de intrarea structurii în faza de mecanism plastic. Aceste deplasări sînt mărimi nealeatorii, conform ipotezei 1.3.*a*. Coeficientul de corelaţie între variabilele ce reprezintă lucrul mecanic provocat de două încărcări în cadrul unui mecanism de cedare posibil va fi, conform relaţiei

$$\rho(P_p\cdot\delta^c_p, P_q\cdot\delta^c_q) = \rho(P_p, P_q),\qquad(14)$$

egal cu coeficientul de corelaţie între încărcări.

Coeficientul de corelaţie variază, după tipul încărcărilor luate în considerare între —1 şi 1. Corelaţia pozitivă apare cu consecvenţă între încărcări de acelaşi tip, sau între unele încărcări diferite (încărcarea dată de sarcinile permanente şi cele seismice), corelaţia negativă apare în cazul încărcărilor date de acţiunea vîntului şi a zăpezii, iar corelaţia nulă este caracteristică încărcărilor independente (încărcarea permanentă şi cea utilă).

La stabilirea coeficientului de corelaţie între încărcări trebuie ţinut cont că acesta depinde de unii factori de natură subiectivă care diferă în funcţie de tipul încărcărilor care se iau în considerare. De asemenea, valoarea acestui coeficient trebuie să exprime corelaţia între încărcări existentă în momentul cedării plastice [26], [27].

Un modul al coeficientului de corelaţie apropiat de unitate indică o corelaţie puternică între încărcări, iar independenţa încărcărilor se exprimă prin anularea coeficientului de corelaţie.

3.2. Solicitarea mecanismelor de cedare

Lucrul mecanic S_i efectuat de sarcinile ce acţionează structura cînd cedarea se produce prin mecanismul i poate fi privit ca solicitare a mecanismului de cedare analizat. Variabila aleatorie S_i este definită de egalitatea

$$(15)\qquad S_i = \sum_{s(i)}^{\xi(i),\,\eta(i)} \delta_{s(i)} \cdot P_{s(i)}$$

Valoarea medie, dispersia şi coeficientul de variaţie al solicitării mecanismului i vor fi respectiv [23]

$$(16)\begin{cases} \overline{S}_i = \displaystyle\sum_{s(i)}^{\xi(i),\,\eta(i)} \delta_{s(i)} \cdot \overline{P}_{s(i)} \\ \widetilde{S}_i^2 = \displaystyle\sum_{s(i)}^{\xi(i),\,\eta(i)} \delta^2_{s(i)} \cdot \widetilde{P}^{\,2}_{s(i)} + 2 \cdot \sum_{s'(i)<s''(i)}^{\xi(i),\,\eta(i)} \delta_{s'(i)} \cdot \delta_{s''(i)} \cdot \rho(P_{s'(i)}, P_{s''(i)}) \cdot \widetilde{P}_{s'(i)} \cdot \widetilde{P}_{s''(i)} \\ S_i^* = \widetilde{S}_i / \overline{S}_i \end{cases}$$

În ipoteza în care toate deplasările $\delta_{s(i)}$ corespund sensului de acţiune al sarcinilor $P_{s(i)}$, se pot preciza limitele între care se găseşte coeficientul de variaţie al solicitării corespunzător mecanismului i, după cum urmează :

— existenţa unei legături liniare negative stricte între toate încărcările care acţionează structura, $\rho(P_{s'(i)}, P_{s''(i)}) = -1$, conduce la valoarea minimă a abaterii standard a solicitării mecanismului

$$\min(\widetilde{S}_i) = \left[\sum_{s(i)}^{\xi(i),\,\eta(i)} \delta^2_{s(i)} \cdot \widetilde{P}^2_{s(i)} - 2 \sum_{s'(i)<s''(i)}^{\xi(i),\,\eta(i)} \delta_{s'(i)} \cdot \delta_{s''(i)} \cdot \widetilde{P}_{s'(i)} \cdot \widetilde{P}_{s''(i)} \right]^{1/2} \qquad (17)$$

— iar existenţa unei legături liniare pozitive stricte, $\rho(P_{s'(i)}, P_{s''(i)}) = 1$, determină valoarea maximă

$$(18)\ \max(\widetilde{S}_i) = \sum_{s(i)}^{\xi(i),\,\eta(i)} \delta_{s(i)} \cdot \widetilde{P}_{s(i)}.$$

În aceste condiţii, valorile minime şi maxime ale coeficientului de variaţie al solicitării mecanismului i vor fi

$$(19)\ \begin{cases} \min\ (S_i^*) = \min\ (\widetilde{S}_i)/\overline{S}_i \\ \max\ (S_i^*) = \max\ (\widetilde{S}_i)/\overline{S}_i \end{cases}$$

Independenţa tuturor încărcărilor existente în cadrul mecanismului de cedare conduce la valoarea ${}_0S_i^*$ a coeficientului de variaţie al solicitării dată de relaţia

$$(10)\ {}_0S_i^* = \left[\sum_{s(i)}^{\xi(i),\,\eta(i)} \delta^2_{s(i)} \cdot \widetilde{P}^2_{s(i)} \right]^{1/2} / \overline{S}_i$$

Dacă toate deplasările $\delta_{s(i)}$ corespund sensului de acţiune al sarcinilor $P_{s(i)}$, probabilitatea de distrugere a structurii prin mecanismul respectiv creşte o dată cu mărirea coeficienţilor de corelaţie între încărcările care acţionează structura.

4. PROBABILITATEA DE APARIŢIE A MECANISMELOR DE CEDARE

Cunoscîndu-se numărul total de mecanisme de cedare posibile μ, evaluarea probabilităţii inegalităţii

$$(21)\qquad C_i - S_i < 0$$

pentru fiecare mecanism în parte revine la evaluarea probabilităţii de apariţie a mecanismului respectiv, conform relaţiei

$$(22)\qquad P_{(-)i} = P(C_i - S_i < 0) = P(\Omega_i < 0) = P(E_i).$$

Evaluarea probabilităţii evenimentului E_i se poate face pe cale analitică, în cazul în care C_i şi S_i urmează repartiţii clasice, sau prin procedee de integrare numerică. De exemplu, în situaţia în care C_i şi S_i sînt ambele normal repartizate, probabilitatea de apariţie a mecanismului de rang i este [17]

$$(23)\qquad P_{(-)i} = \Phi\left[\frac{1 - \nu_i}{\sqrt{S_i^*)^2 + (\nu_i \cdot C_i^*)^2}} \right] = \Phi\left[-\frac{\overline{\Omega}_i}{\widetilde{\Omega}_i} \right] = \Phi\left[-\frac{1}{\Omega_i^*} \right]$$

$\Phi(\gamma_i)$ reprezintă funcţia integrală Laplace dată de integrala

$$(24)\qquad \Phi(\gamma_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\gamma_i} \exp\left(-\frac{x^2}{2} \right) \mathrm{d}x,$$

iar $\nu_i = \overline{C}_i / \overline{S}_i$ este coeficientul central de siguranţă al mecanismului i.

Se pot determina astfel probabilităţile de apariţie ale fiecărui mecanism în parte.

5. CONCLUZII

Rămînînd în cadrul ipotezelor restrictive admise în § 1.3, se pot formula următoarele concluzii privitoare la influenţa dependenţei corelative între diversele variabile aleatorii ce intervin în analizarea siguranţei structurilor la cedarea plastică, asupra probabilităţii de apariţie a mecanismelor de cedare corespunzătoare unei situaţii de încărcare date :

— probabilitatea de apariţie a unui mecanism de cedare depinde atît de coeficientul de variaţie al capacităţii portante, cît şi de coeficientul de variaţie al solicitării mecanismului respectiv;

— o dată cu reducerea coeficienţilor de corelaţie dintre eforturile unitare de curgere din articulaţiile plastice, corespunzătoare unui mecanism de cedare, se micşorează şi probabilitatea de apariţie a mecanismului analizat;

— o dată cu micşorarea coeficienţilor de corelaţie între încărcările care acţionează structura, scade şi probabilitatea de apariţie a mecanismului de cedare;

— în comparaţie cu calculul determinist, care presupune o dependenţă liniară pozitivă strictă, atît între încărcări, cît şi între momentele plastice, ce duce la o probabilitate maximă de apariţie a fiecărui mecanism în parte, metoda enunţată poate lua în considerare orice dependenţă corelativă între încărcări şi între eforturile unitare de curgere din articulaţiile plastice;

— pentru a evalua cu exactitate probabilitatea de apariţie a mecanismelor de cedare, apare necesară atît determinarea densităţilor de repartiţie ale momentelor plastice şi ale încărcărilor, cît şi stabilirea coeficienţilor de corelaţie între încărcări şi între momente plastice. Evaluarea acestor caracteristici statistice se poate face numai pe baza unei îndelungate activităţi experimentale [36].

Se menţionează că în această lucrare s-a analizat numai influenţa dependenţei corelative între variabile asupra probabilităţii de apariţie a fiecărui mecanism posibil de cedare al unei structuri cu comportare ideal elastoplastică. Într-un studiu viitor se va formula o metodă semiprobabilistică (bazată pe ipotezele prezentate în § 1.3) ce va conduce la evaluarea probabilităţii de cedare plastică a structurii, care corespunde probabilităţii de apariţie a cel puţin unuia din toate mecanismele de cedare posibile.

Primit la redacţie la 19 martie 1973

BIBLIOGRAFIE

[1] AIVAZIAN S. : *Etude statistique des dépendances.* Editions Mir, Moscova, 1970, p. 236.

[2] BELYAEV B. I. : *Iscio raz o statisticeskom metode rasciota stroitelnikh konstrukţii*, Promîşlennoe stroitelstvo, 11, 1965, p. 25—30

[3] BENJAMIN J. R., LIND N. C. : *A probabilistic basis for a deterministic code*, ACI Journal, November 1969, p. 857—865

[4] BENJAMIN J. R., SHAH H. C. : *A probabilistic description of structural response.* ACI symposium on probabilistic design of buildings — Paper SP 31—5, Denver, Colorado, March 1971, p. 147—187.

[5] BENJAMIN J. R., SHAH H. C. : *Probabilistic plastic analysis and design* ASCE national structural engineering meeting, April 1972, Cleveland, Ohio, p. 24.

[6] BOLOTIN V. V. : *Statistical methods in structural mechanics.* Holden-Day series in math. and physics, 1969, p. 240

[7] BOLŞEV L. N., SMIRNOV N. V. : *Tabliţi matematiceskoi statistiki*, Vîpusk 46, Moscova, 1969, p. 474

[8] BORGES F. J., CASTANHETA M. : *Statistical definition and combination of loads.* ACI symposium on probabilistic design of buildings. Paper SP 31—2, Denver, Colorado, March 1971, p. 326

[9] BORGES F. J. : *Safety concepts for non-repeated and repeated loadings.* Introductory report for theme V : Symposium on resistance and ultimate deformability of structures — June 1972, Lisboa, p. 24.

[10] CHAN H. S. Y. : *On Foulkes mechanism in portal frame design for alternative loads.* Journal of Applied Mechanics, Vol 36, Nr. 1, March 1969, p. 73—75.

[11] COHN M. Z., PARIMI S. R., GHOSH S. K. : *On the uniqueness of plastic optimal design*, Israel Journal of Technology, Vol. 9, Nr. 5, 1971, p. 489—493.

[12] COHN M. F., GRIERSON D. E. : *An automatic approach to the analysis of plastic frames for fixed and shakedown loading.* The Structural Engineer, Vol. 49, Nr. 7, July 1971, p. 291—297

[13] COHN M. F., GOHSH S. K., PARIMI S. R. : *Unified approach to theory of plastic structures.* Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE, vol. 98, Nr. EM5, October 1972, p. 1133—1158

[14] CORNELL C. A. : *Bounds on the reliability of structural systems.* Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, ST1, February 1967, p. 171—200

[15] DUNIN-BARKOVSKI I. V., SMIRNOV N. V. : *Teoria veroiatnostei i matematiceskaia statistika v tehnike.* Moscova, 1955, p. 902

[16] FRANGOPOL D. : *Reprezentarea probabilistică a siguranţei construcţiilor. Caracteristici structurale.* Şantierul de Construcţii, Nr. 4, Bucureşti, 1972, p. 7—11

[17] FRANGOPOL D. : *Reprezentarea probabilistică a siguranţei construcţiilor. Încărcări.* Şantierul de Construcţii Nr. 5, Bucureşti, 1972, p. 23—32

[18] FRANGOPOL D. : *Asupra siguranţei planşeelor supuse încărcărilor utile.* Referat prezentat la simpozionul ,,Probleme generale ale siguranţei şi unificării metodelor de calcul ale elementelor şi structurilor de construcţii" din cadrul Conferinţei a V-a de betoane, Timişoara, Octombrie 1972, p. 173—190

[19] FRANGOPOL D. : *Asupra siguranţei elementelor şi structurilor de construcţii.* Revista Construcţii, Nr. 3, Bucureşti martie 1973, p. 19—30

[20] FRANGOPOL D. : *Calculul structurilor la cedare plastică prin metode probabilistice.* Comunicare prezentată la Catedra de Statistica Construcţiilor, Institutul de Construcţii, Bucureşti, februarie 1973

[21] GHEORGHIU A., IORDĂNESCU M. : *Prelegeri orientative de sinteză la disciplina statică, stabilitatea şi dinamica construcţiilor.* Cursuri postuniversitare, Institutul de Construcţii, Bucureşti, februarie 1972, p. 136

[22] GHIOCEL D., LUNGU D. : *Acţiunea vîntului, zăpezii şi variaţiilor de temperatură în construcţii.* Editura Tehnică, Bucureşti, 1972, p. 371

[23] GNEDENKO B. : *The theory of probability.* Mir Publishers, Moscova, 1969, p. 405

[24] GRIERSON D. E., GLADWELL G. M. L. : *Collapse load analysis using linear programming.* Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, Nr. ST5, Proc. Paper 8127, May 1971, p. 1561—1573

[25] HODGE JR. P. G. : *Plastic analysis of structures.* McGraw-Hill Book Co., New York, N.Y., 1959

[26] JORGENSON J. L. : *The selection of the plastic collapse load factor on the basis of probabilistic and economic considerations.* Ph. D. thesis, Purdue University, January 1966

[27] JORGENSON J. L., GOLDBERG G. J. : *The probability of a plastic collapse failure.* ASCE national meeting on structural engineering, Louisville, April 1969, p. 42.

28] Knoll F. : *Grundsätzliche zur Sicherheit der Tragwerke.* Doctoral thesis, Zürich 1965, p. 74

[29] Lind N. C., Davenport A. G. : *Towards practical application of the structural realibility theory.* ACI Symposium on probabilistic design of buildings. Paper SP 31—3, Denver, Colorado, March 1971, p. 63—110

[30] Mroz Z., Lind N. C. : *On simplified theories on cyclic plasticity.* Report Nr. 20, Solid Mechanics division, University of Waterloo, Ontario, June 1972, p. 18

[31] Olszak W., Perzyna P., Saweczuk A. : *Teoria plasticităţii* (traducere din poloneză) Editura Tehnică, Bucureşti, 1970

[32] Prager W. : *Optimum plastic design of a portal frame for alternative loads.* Journal of applied mechanics, ASME, Vol. 89, Series E, 1967, p. 772—773

[33] Rzhaniţin A. R. : *Razvitie v SSSR veroyatnostnth metodov rasceta soorujenii.* Stroitelnaia Mehanica i Rascet Soorujenii, 4, 1967, p. 23—27

[34] Sandi H. : *Proprietăţi statice ale capacităţii portante a structurilor static nedeterminate.* Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Nr. 3, Bucureşti 1961, p. 563—571

]35] Sandi H. : *Domeniul de rezistenţă al structurilor nedeterminate, ideal elasto-plastice.* Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Tom. 27, Nr. 3, Bucureşti 1968, p. 561—571

[36] Sandi H. : Prelegeri de sinteză, în cadrul cursurilor postuniversitare, asupra *Încărcărilor şi siguranţei construcţiilor.* Institutul de Construcţii Bucureşti, februarie-octombrie 1972 (prelegeri nepublicate)

[37] Sandi H. : *Perspective în evaluarea siguranţei şi asigurarea structurilor.* Referat prezentat la simpozionul Probleme generale ale siguranţei şi unificării metodelor de calcul ale elementelor şi structurilor de construcţie din cadrul conferinţei a V-a de betoane, Timişoara, octombrie 1972, p. 297—324

[38] Shah H. C. : *Statistical evaluation of load factors in structural design.* Solid mechanics seminar 4, Structural reliability and codified design, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, November, 1969

[39] Shenl-taur Mau : *Optimum design of structures with a minimum cost criterion.* Report Nr. 340 — Cornell University, Ithaca, June 1971, p. 126

[40] Shin Y. S. : *Studies on realiability-based analysis of structures.* Ph. D. thesis, Division of Solid mechanics and structures, Sept. 1971, Case Western Reserve University

[41] Stebenson J. D. : *Reliability analysis and optimum design of structural systems with application to rigid frames.* Technical report 14, Division of solid mechanics, Structures and Mechanical Design, 1967, Case Western Reserve University

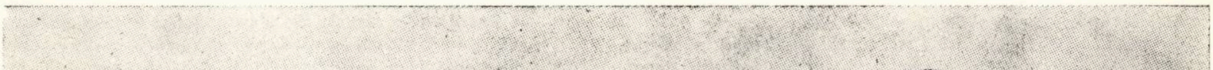
[42] Tichy M., Vorlicek M. : *Safety of reinforced concrete framed structures.* International symposium on the flexural mecanics of reinforced concrete, University of Florida, 1964

[43] Tunkstra C. J. : *Theory of structural design decisions.* Solid mechanics division, Waterloo, Ontario, October 1969, Canada, p. 124

[44] Yao J. T. P., Yeh H.-Y. : *Formulation of structural reliability.* Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95, Nr. ST 12 December 1969, p. 2611—2619

[45] Frangopol D. : *Asupra evaluării probabilităţii de distrugere a grinzilor cu zăbrele static determinate.* Comunicare la a XVI-a sesiune ştiinţifică a cadrelor didactice din Institutul de construcţii, Bucureşti, aprilie 1973.

[46] Ghiocel D., Frangopol D. : *Evaluarea probabilităţii de cedare plastică a structurilor.* Comunicare la a XVI-a sesiune ştiinţifică a cadrelor didactice din Institutul de construcţii, Bucureşti, aprilie 1973



Restaurantul „Nord" din Ploeşti

CZ 624.043

CONTRIBUŢII PRIVIND SIMPLIFICAREA CALCULULUI NUMERIC PENTRU REZOLVAREA SISTEMELOR DE ECUAŢII LINEARE TRIDIAGONALE PRIN TRANSMITERI ÎN O SINGURĂ ETAPĂ

Ing. **GABRIEL ADRIAN ŞERB**
Academia militară

I. INTRODUCERE

Sistemele de ecuaţii tridiagonale sînt frecvent întîlnite în Statica construcţiilor, atît în metoda eforturilor, cît şi în metoda deplasărilor la structuri, care se pot grupa în trei categorii :

Categoria I, cuprinzînd structurile ale căror grafuri sînt de la început de formă lineară sau arborescentă, cum sînt :

— Grinzile continue cu secţiune plină ;

— Grinzile continue sub forma unor şiruri de arce continue ;

— Grinzile continue sub forma unor grinzi cu zăbrele avînd mai mult de două reazeme ;

— Grinzile cu zăbrele încrucişate ;

— Cadrele-scară simetrice prin utilizarea semistructurilor pentru sarcini simetrice, sau pentru sarcini antisimetrice la calculul în două etape ;

— Cadrele proporţionate care se pot reduce la cadre-scară simetrice ;

— Grinzile Vierendeel prin utilizarea cadrelor-scară echivalente sau prin utilizarea semistructurilor pentru sarcini simetrice sau pentru sarcini antisimetrice la calculul în două etape ;

— Arcele continue cu tabliere continue şi montanţi dublu articulaţi la partea superioară;

— Plăcile prismatice subţiri sau curbe, încărcate simetric ;

— Cadrele cu noduri fixe cu grafuri de tip linear (cadrele cu un nivel şi mai multe deschideri) sau cele cu noduri deplasabile calculate în două etape ;

— Şirurile de arce articulate pe stîlpi flexibili ;

— Cadrele cu noduri fixe avînd grafuri de tip arborescent ;

— Diafragmele simetrice cu un şir de goluri pentru sarcini simetrice (de regulă cele verticale ;

— Cadrele spaţiale radial-simetrice cu noduri fixe.

Categoria II, cuprinzînd structurile la care, pentru sarcini antisimetrice, folosind distorsiunile, se obţin grafuri de calcul de tip linear, cum sînt:

— Cadrele-scară simetrice pentru sarcini orizontale (de regulă sarcini seismice sau din vînt) ;

— Grinzile Vierendeel pentru calculul pe sfert sau pe semistructură ;

— Diafragmele simetrice cu un şir de goluri pentru sarcini orizontale ;

— Cadrele etajate proporţionale ;

Categoria III, cuprinzînd structurile care, eliminînd gradele de libertate [10], se reduc la grafuri lineare sau arborescente şi structurile la care gradele de libertate se separă de rotirile de noduri datorită simetriei şi antisimetriei, cum sînt :

— Structurile din categoria a doua, prin eliminarea gradelor de libertate, conform punctului $III_{2.c}$;

— Cadrele cu un singur nivel şi mai multe deschideri cu noduri deplasabile, prin eliminarea gradului de libertate ;

— Orice tip de cadru cu noduri deplasabile avînd zona din graf corespunzătoare nodurilor reale de tip linear sau arborescent cu un singur grad de libertate sau cu mai multe grade de libertate, care nu au legătură directă (nu există bare care să aibă rotiri din două sau mai multe grade de libertate), prin eliminarea gradelor de libertate ;

— Grinzile continue pe reazeme elastice la calculul în metoda deplasărilor. Nodurile reale se separă de nodurile fictive corespunzătoare gradelor de libertate şi se obţin două grafuri de tip linear.

Procedeul dublei transmiteri a fost folosit şi la alte genuri de structuri sau ca procedeu auxiliar de calcul în alte metode:

— Reţele de grinzi pentru planşee, luînd ca sistem de bază grinzile continue [9] ;

— Structuri din cadre de beton armat sub forma unor cadre-diafragme [2].

Pentru rezolvarea sistemelor de ecuaţii tridiagonale se pot folosi diferitele procedee de calcul direct sau iterativ cunoscute pentru sistemele de ecuaţii lineare de tip general [1], [3], [5]. Dintre toate acestea, cel mai utilizat în Statica construcţiilor este cel numit „al transmiterii în o singură etapă" sau „al transmiterii prin puncte fixe", propus în U.R.S.S. de P.M. Sosis şi prezentat la noi într-o formă sistematizată de P. Mazilu şi N. Posea. În această, variantă, pornind de la sistemul considerat, se calculează în afara schemei de calcul: coeficienţii de transmitere spre dreapta şi spre stînga, cît şi valorile iniţiale [1], [3], [5].

În acest articol vom prezenta o nouă formă de organizare a calculului, care permite efectuarea acestuia în întregime pe schema de calcul, începînd direct cu datele din sistemul iniţial, eliminînd etapa intermediară pentru determinarea coeficientului de transmitere şi a valorilor iniţiale;

II. BAZA TEORETICĂ

În metoda altgoritmului lui Gauss aplicat pe graful structurii, denumită de noi metoda reducerii nodurilor [7], se elimină succesiv nodurile, pînă la obţinerea în final a unui singur nod (prin nod înţelegînd necunoscuta corespunzătoare) a cărui valoare se determină, după care, pornind în ordinea inversă eliminării, se determină toate celelalte necunoscute. Metoda fundamentată pe cale algebrică în [8] şi pe cale iterativă în [7], pentru sisteme de ecuaţii de tip general, permite, în cazul sistemelor tridiagonale analizate în cadrul acestui articol, simplificarea procedeului transmiterii în o singură etapă. Din punct de vedere static, operaţia reducerii nodurilor corespunde cu trecerea la un sistem de bază cu gradul de nedeterminare din ce în ce mai mare, ultimul nod reprezentînd forma de bază de $n-1$ ori, static nedeterminată, iar n, numărul total de noduri.

Considerînd sistemul ecuaţiilor de condiţie al unei structuri, în metoda eforturilor sau a deformaţiilor

$$a_{1i} X_1 + a_{2i}X_2 + a_{3i}X_3 + \dots + a_{i-1,i} X_{i-1} - X_i + \\ + a_{i+1,i}X_{i+1} + \dots + a_{in}X_n + X_{i0} = 0 \qquad (1)$$

unde: $1 \leqslant i \leqslant n$

Acesta se poate reprezenta grafic ca în (fig. 1), schema iniţială de calcul fiind identică cu schema iniţială din calculul iterativ. În metoda deplasărilor, pentru a putea lucra cu momente totale, se utilizează calculul în o singură etapă, varianta Dasěk înlocuind gradele de libertate cu noduri fictive. În fiecare nod i se trec, pe liniile ij de legătură cu nodurile vecine, coeficienţii de transmitere a_{ij}.

În fiecare nod i se ţin evidenţe în două coloane, în stînga pentru coeficienţii de autotransmitere a'_{ii}, care iniţial sînt nuli şi vor fi definiţi ulterior, şi în dreapta pentru valorile necunoscutelor (nodurilor), care au valorile iniţiale X_{i0}.

$$\text{Coeficienţii de tipul } a'_{ii} = a_{ij}\, a_{ji} \qquad (2)$$

j fiind nodul care se reduce în o anumită etapă, iar i un nod cu care are legătură directă, reprezentînd raţia progresiei geometrice de transmitere între i şi j în metodele iterative, au fost denumiţi coeficienţi de autotransmitere. Coeficienţii de transmitere directă, dacă e cazul se corectează direct pe liniile care unesc nodurile. Înainte de reducerea unui nod, se însumează valorile din cele două coloane ale sale şi se scade din 1,000 totalul din coloana stîngă, scriind rezultatul în chenar.

Reducerea primului nod. Pe schema considerată fără el, dispar traseele de legătură directă dintre el şi celelalte noduri, apărînd trei tipuri de corecţii:

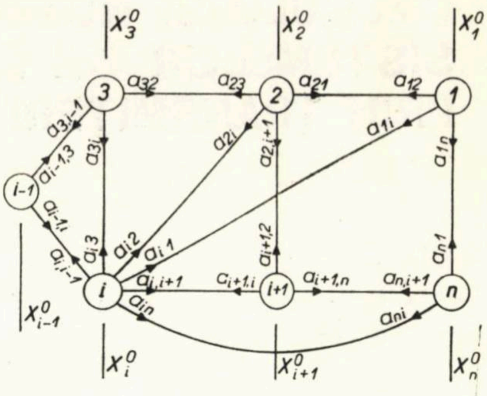


Fig. 1

(C_1) Corecţii la valorile iniţiale ale nodurilor care au legătură directă cu nodul care se reduce. Acestea rezultă din înmulţirea valorii iniţiale din nodul care se reduce cu coeficienţii de transmitere spre celelalte noduri.

(C_2) Datorită dispariţiei barelor de legătură directă, apar corecţii la coeficienţii de autotransmitere din nodurile vecine care, iniţial, erau nuli. Aceştia rezultă din înmulţirea celor doi coeficienţi de transmitere pe fiecare bară de legătură directă care dispare.

(C_3) Datorită dispariţiei traseelor de legătură indirectă, apar corecţii la coeficienţii de transmitere între nodurile de la capetele acestor trasee. Acestea rezultă din înmulţirea coeficientului de transmitere de la nodul iniţial la nodul redus, cu coeficientul de transmitere de la nodul redus la nodul final pentru fiecare sens de parcurgere al fiecărui traseu indirect.

Reducerea nodurilor următoare. La reducerea nodurilor următoare, de exemplu reducerea nodului i avînd şi un coeficient de autotransmitere a'_{ii}, apar de asemenea cele trei categorii de corecţii definite anterior, care se obţin după aceleaşi reguli ca la eliminarea primului nod, cu singura deosebire că în acest caz toate corecţiile se înmulţesc şi cu $1/(1-a'_{ii})$.

Determinarea valorilor nodurilor se face pornind în ordinea inversă eliminării. Cînd se trece la un nod nou i, se transmit corecţii din valorile finale ale necunoscutelor, deja determinate prin înmulţirea cu ultimele valori ale coeficienţilor de transmitere, care se adună la totalul existent în coloana din dreapta, prin înmulţire cu $1/(1-a'_{ii})$ se determină valoarea lui X_i.

Transmiţînd valorile finale ale nodurilor spre nodurile vecine cu ajutorul coeficienţilor iniţiali de transmitere şi adunîndu-le la valorile iniţiale se poate verifica soluţia pe aceeaşi schemă.

La sisteme cu matricea tridiagonală, prin transmiteri în o singură etapă, se parcurge graful integral într-un singur sens şi se determină valorile necunoscutelor revenind în sens invers. În cazul folosirii metodei eforturilor sau a deplasărilor pentru sisteme din categoria I şi a II, coeficienţii de transmitere directă rămîn neschimbaţi şi intervin numai corecţii de tipul (C_1) şi (C_2). La sisteme din categoria III, la care este necesară eliminarea nodurilor fictive, pentru a obţine un sistem tridiagonal vor interveni la această operaţie şi corecţii de tipul (C_3), În ultimul caz, sistemul iniţial, care se obţine după eliminarea nodurilor fictive, va avea şi coeficienţi de autotransmitere în noduri.

III. DATE INIŢIALE

1. In metoda eforturilor

Ecuaţia curentă a sistemului în nodul i este :

$$\delta_{i,i-1}X_{i-1} + \delta_{ii}X_i + \delta_{i,i+1}X_{i+1} + \Delta_{is} = 0 \quad (3)$$

sau $-(\delta_{i,i-1}/\delta_{ii})\,X_{i-1} - X_i - (\delta_{i,i+1}/\delta_{ii})X_{i+1} -$

$$- \Delta_{is}/\delta_{ii} = 0 \quad (3')$$

deci

$$a_{i-1,i} = -(\delta_{i,i-1}/\delta_{ii})\,; \qquad a_{i+1,i} = -(\delta_{i,i+1}/\delta_{ii})\,;$$

şi

$$X_{i0} = -\Delta_{is}/\delta_{ii} \quad (4)$$

unde δ_{ij}, δ_{ii}, Δ_{is} şi X_i au semificaţiile cunoscute (fig. 2).

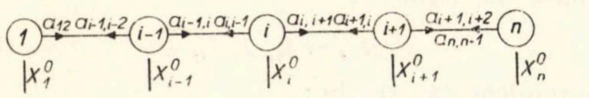


Fig. 2

Deoarece : $|\delta_{ij}|<\delta_{ii}$ şi $\delta_{ij} = \delta_{ji}$, rezultă :

— Toţi coeficienţii $a_{i,i+1}$ sînt în valoare absolută subunitari : $-1 < a_{i,i+1} < +1$ şi

— Toţi coeficienţii $a'_{ii} = a_{i,i+1}\,a_{i+1,i}$ sînt pozitivi şi subunitari : $0<a'_{ii}<1$; deoarece $a'_{ii} = (-\delta_{i,i+1}/\delta_{ii})\cdot(-\delta_{i+1,i}/\delta_{i+1,i+1})$. şi $\delta_{ii} > 0$.

2. In metoda deplasărilor

a) La sisteme din categoria I (cu noduri fixe)

Notînd cu μ_{ij} coeficienţii de repartiţie şi cu d_{ij} coeficienţii de transmitere în metoda Cross, se ştie că în varianta Dasěk :

$$a_{i,i+1} = -d_{i,i+1}\,\mu_{i,i+1} \quad (5)$$

şi la secţiuni constante ;

$$a_{i,i+1} = -0{,}5\,\mu_{i,i+1} \quad (5')$$

$$X_{i0} = \mathfrak{M}_{j,i-1} + \mathfrak{M}_{i,i+1} \quad (6)$$

fiind suma momentelor de încastrare perfectă ale barelor din i, la care se mai adaugă şi momentele sarcini care acţionează chiar în nodul i.

Cînd se lucrează pe semistructuri, se ţine cont că la barele din axa de simetrie rigidităţile se vor lua la secţiuni constante : reduse la 50 % pentru sarcini simetrice şi majorate cu 50 % pentru sarcini antisimetrice.

b — La sisteme din categoria II.

Se întocmeşte schema iniţială ca pentru calculul prin aproximaţii succesive în varianta momentelor neechilibrate şi se face calculul prin transmiteri în o singură etapă, după schema prezentată în articolul de faţă.

La cadre scară, grinzi Vierendeel sau diafragme simetrice cu un şir de goluri, se ştie [1] că în acest caz rigidităţile riglelor (buiandrugilor se consideră multiplicate cu 6. Coeficienţii de transmitere sînt direct coeficienţii μ care rezultă cu semnul plus (fără a mai fi multiplicaţi cu 0,5), iar valorile iniţiale sînt momentele de etaj multiplicate cu 1/4.

c) La sisteme din categoria III la care este necesară eliminarea în prealabil a gradelor de libertate :

Vom analiza o zonă centrală dintr-un cadru scară, grindă Vierendeel sau diafragmă cu un şir de goluri (fig. 3 a).

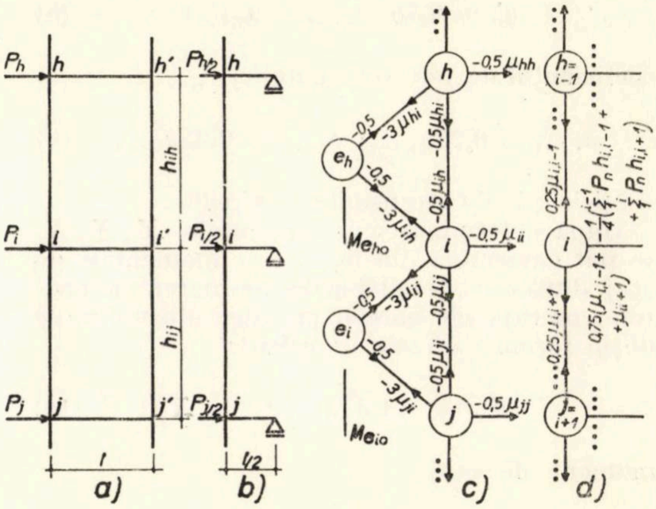


Fig. 3

Pentru a ajunge la schema sistemului tridiagonal se pleacă de la semistructura din fig. 3 b, căreia îi corespunde schema de calcul din fig. 3 c, unde :

● Coeficienţii de transmitere directă ;

— între două noduri reale (h, i, j,.) se calculează cu formulele (5) ;

— de la un nod real (h, i, j,.) la un nod fictiv (e_h, e_i,.) sînt de trei ori mai mari decît coeficientul de transmitere de la acelaşi nod real spre nodul real de pe stîlp care aparţine la acelaşi etaj, spre al cărui nod fictiv se transmite ($a_{ie_h} = 3a_{ih}$),

— de la un nod fictiv (e_h, e_i) spre noduri reale corespunzătoare (h, i, j, · ·) : se distribuie „—1" proporţional cu "$\rho_{hi}(1+d_{hi})$", din fiecare nod real spre care se transmite (ρ_{hi} fiind rigiditatea barei hi în h).

● Valorile iniţiale :

— în nodurile reale (h, i, j, · ·) se determină cu formula (6)

— în nodurile fictive sînt momentele de etaj ($M_{e_{h,0}}$).

Momentele pe bare se consideră pozitive dacă rotesc în sens orar, iar momentele de etaj se consideră pozitive dacă rotesc stîlpii etajelor în sens orar.

Eliminînd nodurile fictive, se ajunge la un sistem tridiagonal, fig. 3 d, în care, în cazul barelor cu secţiuni constante :

$$X_{i0} = -\left(\sum_{1}^{i-1} P_i h_{i,i-1} + \right.$$

$$\left. + \sum_{1}^{i} P_i h_{i,i+1}\right)/4 + \mathfrak{M}_{ih} + \mathfrak{M}_{ij} \qquad (7)$$

valoarea iniţială ;

$$a'_{ii} = 0{,}75\,(\mu_{i,i-1} + \mu_{i,i+1}) \qquad (8)$$

coeficientul de autotransmitere ;

$$a_{i,i-1} = 0{,}25\mu_{i,i-1};\; a_{i,i+1} = 0{,}25\mu_{i,i-1} \qquad (9)$$

coeficienţii de transmitere directă.

După determinarea necunoscutelor X_i, X_j, X_h se pot determina din fig. 3 c şi momentele de etaj, după care, trecînd la determinarea momentelor pe capetele barelor pe calea obişnuită, se obţin formule directe de calcul :

$$M_{eh} = -1{,}5\,(\mu_{hi}X_h + \mu_{ih}X_i) \qquad (10)$$

moment de etaj ;

$$M_{ii'} = \mathfrak{M}_{ii} - \mu_{ii'}\,X_i \qquad (11)$$

pe rigle (buiandrugi) ;

$$M_{ih} = \mathfrak{M}_{ih} - 0{,}25\mu_{ih}X_i + 0{,}25\mu_{hi}X_h - M_{e_{h,0}}/2 \qquad (12)$$

pe stîlpi.

La alte tipuri de structuri din această categorie se procedează la fel. De exemplu, la cadre cu un singur nivel şi mai multe deschideri, care au de asemenea o frecvenţă mare în practica de proiectare, se pot stabili formule similare cu (7), (8), (9), pentru trecerea directă la sistemul tridiagonal, şi formule similare cu (10), (11), (12), pentru trecerea directă de la soluţia acestuia la momentele pe capetele barelor. La structuri care nu au o frecvenţă mare în practică, stabilirea unor relaţii generale de acest tip nu este utilă, eliminarea nodurilor fictive efectuîndu-se cu relaţiile de reducere (C_1), (C_2), (C_3), iar trecerea la momentele pe capetele barelor se face pe calea cunoscută, după determinarea prealabilă a momentelor de etaj finale.

IV. MODUL DE APLICARE

In metoda eforturilor Exemplul nr. 1

Vom considera o grindă continuă (fig. 4a), rezolvată în lucrarea [3] pag. 316 prin aproximaţii succesive :

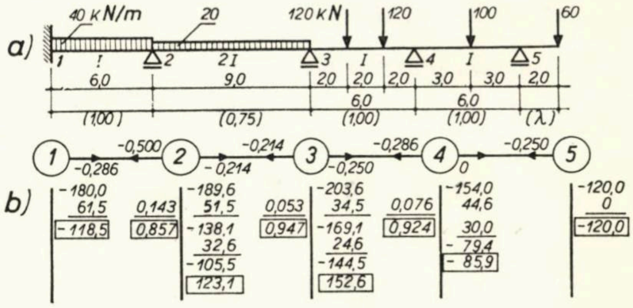


Fig. 4

În cazul grinzilor şi cadrelor, cînd se utilizează pentru determinarea coeficienţilor necunoscutelor din ecuaţii lungimile transformate ale barelor :

$$\lambda_{ij} = l_{ij}\cdot I_c/I_{ij} \qquad (13)$$

formulele (4) devin :

$$a_{i-1,i} = -\,\lambda_{i-1,i}/2(\lambda_{i-1,i} + \lambda_{i,i+1})\,;\, a_{i+1,i} =$$

$$= -\,\lambda_{i+1,i}/2(\lambda_{i-1,i} + \lambda_{i,i+1});\; X_{i0} = -\,a_{i-1,i}m_i^{st} -$$

$$-\,a_{i+1,i}\,m_i^{dr} \qquad (4')$$

Alegînd $I_c = I/6$, rezultă lungimile transformate ale barelor care s-au scris în paranteze sub lungimile reale pe fig. 4 a.

Caracteristicile de încărcare ;

$$m_1^{dr} = m_2^{st} = 40\cdot 6^2/4 = 360 \text{ kNm};$$

$$m_2^{dr} = m_3^{st} = 20\cdot 9^2/4 = 405 \text{ kNm}:$$

$$m_3^{dr} = 120\cdot 2\cdot 4(6+4)/6^2 +$$

$$80\cdot 4\cdot 2(6+2)/6^2 = 409 \text{ kNm};$$

$$m_4^{st} = 120\cdot 2\cdot 4\,(6+2)/6^2 +$$

$$+\, 80\cdot 4\cdot 2(6+4)/6^2 = 391 \text{ kNm};$$

$$m_4^{dr} = 3\cdot 100\cdot 6/8 = 225 \text{ kNm};$$

Pe consolă : $m_5^{st} = 60\cdot 2 = 120$ kNm

Coeficienţii de transmitere directă;

$$a_{21} = -1{,}00/2(1) = 0{,}500;$$

$$a_{12} = a_{43} = -\ 1{,}00/2.\ (1{,}00 + 0{,}75) = -\ 0{,}286$$

$$a_{32} = a_{23} = -\ 0{,}75/2(1{,}00 + 0{,}75) = -\ 0{,}214;$$

$$a_{34} = a_{54} = -\ 1{,}00/2(1{,}00 + 1{,}00) = -\ 0{,}250;$$

Valorile iniţiale;

$$X_{10} = -a_{21}m_1^{dr} = -\ 0{,}500 \cdot 360 = -180{,}0;$$

$$X_{20} = -\ a_{12}m_2^{st} - a_{32}m_2^{rd} = -\ 0{,}286 \cdot 360 - \\ -\ 0{,}214 \cdot 405 = -\ 189{,}6;$$

$$X_{30} = -\ a_{23}m_3^{st} - a_{43}m_3^{dr} = -\ 0{,}214 \cdot 405 - \\ -\ 0{,}286 \cdot 409 = -\ 203{,}6;$$

$$X_{40} = -\ a_{34}m_4^{st} - a_{54}m_4^{dr} = -\ 0{,}250 \cdot 391 - \\ -\ 0{,}250 \cdot 225 = -\ 154{,}0$$

Schema iniţială de calcul şi efectuarea calculului s-a făcut în fig. *4b*.

Reducerea nodului 1:

$(C_1) -180{,}0(-0{,}286) = 51{,}5$
$(C_2)\ (-0{,}280)(0{,}500) = 0{,}143$

Reducerea nodului 2:

$(C_1)(-189{,}6 + 51{,}5)(-0{,}214)\ (1/0{,}857) = 34{,}5$
$(C_2)\ (-0{,}214)^2\ (1/0{,}857) = 0{,}053$

Reducerea nodului 3;

$(C_1)(-203{,}6 + 34{,}5)(-0{,}250)\ (1/0{,}947) = 44{,}6$
$(C_2)\ (-0{,}250)(-0{,}286)(1/0{,}947) = 0{,}076$

Deoarece $a_{45} = 0$, din nodul 4 nu se mai transmite nimic spre 5, dar datorită momentului dat de consolă pe reazemul simplu 5, transmiterea în sens invers se începe din 5.

Determinarea lui $X_4 = /-154{,}0 + 44{,}6 - 120{,}0 \cdot \cdot (-0{,}250)/(1/0{,}924) = -85{,}9$

Determinarea lui $X_3 = /-\ 169{,}1 + 85{,}9 \cdot \cdot (-0{,}286/(1/0{,}947) = 152{,}6$

Determinarea lui $X_2 = /-138{,}1 - 152{,}6(-0{,}214)/(1/0{,}857) = -123{,}1$

Determinarea lui $X_1 = -\ 180{,}0 - 123{,}1\ (-0{,}500) = -118{,}5$

Valorile obţinute sînt aceleaşi ca în lucrarea [3]. În fig. 4 *b* s-au marcat, în afara datelor iniţiale, 23 de operaţii. În lucrarea [3], la rezolvarea prin aproximaţii succesive s-au înscris 24 de operaţii şi încă 7 adunări s-au efectuat în afara schemei, deci în total 31 de operaţii, în afara datelor iniţiale.

În acest exemplu, calculele s-au scris şi separat de schema de calcul, pentru a explica modul de aplicare a procedeului prezentat; după însuşirea metodei nu mai este necesar acest lucru, calculele efectuîndu-se integral pe graful structurii.

2. In metoda deplasărilor

a) La sisteme din categoria I.

- Faţă de exemplul nr. 1, diferă numai modul de obţinere a datelor pentru schema iniţială, relaţiile (5′), (6) şi faptul că în final se trece de la momentele pe nod la momentele pe capetele barelor.

b) La sisteme din categoria II. Exemplul nr. 2

S-a considerat diafragma simetrică cu un şir de goluri, cu sarcini orizontale (fig. 5*a* şi 5*b*), rezolvată în lucrarea [1], pag. 577, prin metoda trasmiterii distorsiunilor prin puncte fixe, unde s-au calculat caracteristicile montanţilor şi riglelor rezultînd $\tilde{\rho}_m = 0{,}561$ şi $\tilde{\rho}_r = 0{,}165$ şi $a_{12} = 0{,}772$; $a_{12} = 0{,}772$; $a_{21} = = a_{23} = a_{32} = ... = 0{,}436$.

În fig. 5 *c* s-au trecut coeficienţii de transmitere (în acest caz coeficienţii de distribuţie μ) şi pe fiecare riglă s-au trecut deasupra forţele cumulate, în paranteze, 25 % din momentele de etaj corespunzătoare, iar sub ea 25 % din momentele de etaj cumulate (reprezentînd valorile iniţiale ale momentelor de nod).

În fig. 5 *d* s-a efectuat calculul prin procedeul dublei transmiteri, iar în fig. 5 *e* s-a trecut la momente pe bare. Şi în acest caz trecerea la momentele pe bare se poate face direct cu relaţiile:

$$M_{ii}' = \mu_{ii}' X_i \tag{14}$$

pe buiandrugi;

$$M_{i.i+1} = \frac{1}{4} M_{ei.i+1} - \mu_{i.i+1} X_i + \mu_{i+1.i} X_{i+1} = \\ = \frac{1}{4} M_{ei.i+1} + M^{\mu}_{i.i+1} \tag{15}$$

$$\mathrm{M}_{i+1.i} = \frac{1}{4} \mathrm{M}_{ei.i+1} - \mathrm{M}^{\mu}_{i.i+1}$$

$$\text{unde: } M^{\mu}_{i.i+1} = -\mu_{i.i+1} X_i + \mu_{i+1.i} X_{i+1} \tag{16}$$

Se vede că, cu excepţia lui $\mu_{1.2} X_1 = 494$ termenii care compun pe (16) sînt deja calculaţi pe fig. 5 *d* (termenii notaţi cu *), iar primii termeni din (15) se găsesc deja calculaţi în fig. 5 *c*, În fig. 5*e* termenii reprezentînd pe (16) s-au introdus direct cu valoarea totală.

Faţă de lucrarea [1] s-au regăsit aceleaşi valori ale diagramei *M*, fără a mai trece prin intemediul rotirilor.

c/ La sisteme din categoria III la care este necesară eliminarea prealabilă a gradelor de libertate.

Cu relaţiile (7), (8), (9) la cadre etajate, grinzi Vierendeel, sau diafragme simetrice cu un şir de goluri sau relaţii similare la alte tipuri de structuri se determină datele iniţiale pentru schema de transmiteri prin puncte fixe şi, după determinarea necunoscutelor cu relaţiile (11), (12) sau relaţii similare, se determină direct momentele pe bare. Desfăşurarea calculului nu prezintă nici o particularitate suplimentară.

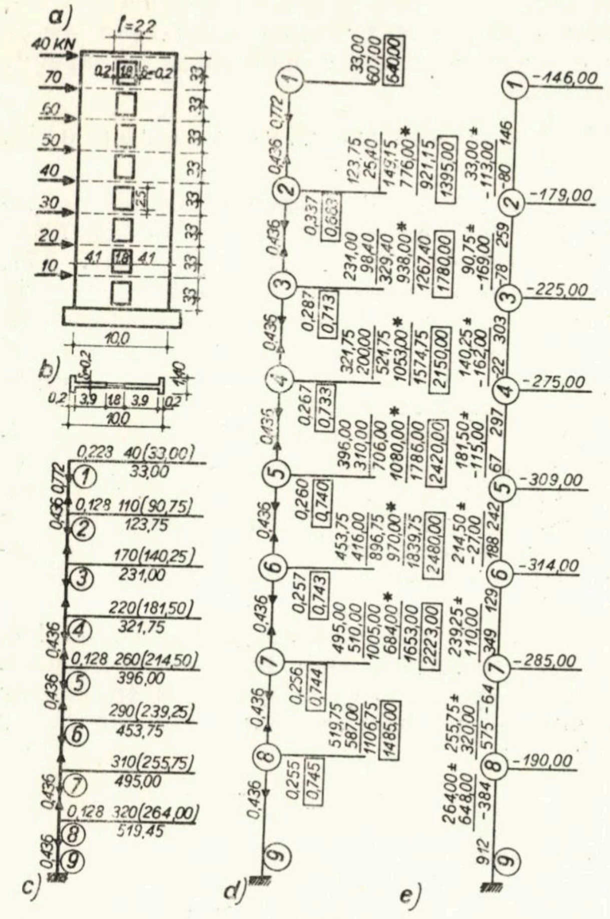


Fig. 5

Ţinînd cont de coeficienţii de transmitere directă din fig. 3*d* şi 5*c*, care sînt de forma 0,25μ şi respectiv μ, de faptul că în fig. 3 *b* forţele sînt deja reduse la jumătate, rezultă natura comună a relaţiilor (12) şi (15).

V. CONCLUZII

Din aspectele teoretice şi din cele două exemple rezultă că procedeul prezentat asigură, la calculul cu rigla, aceeaşi precizie ca şi alte metode de calcul, avînd o serie de avantaje:

— Procedeul are un puternic caracter intuitiv, fiind uşor de reţinut şi de aplicat.

— Se reduce numărul de operaţii faţă de metodele iterative, fiind un procedeu de calcul direct şi, după cum am arătat în cazul general, păstrează acest avantaj şi faţă de metodele directe de calcul [7], [8]. Faţă de procedeul obişnuit al dublei transmiteri în metoda eforturilor sau a deformaţiilor la sisteme din categoria I şi II numărul de operaţii se reduce la 67—91% (72% pentru $n = 5$) şi la 47—70% (51% pentru $n = 5$) la cele din categoria III.

— Modul de sistematizare, propus pentru procedeul dublei transmiteri faţă de procedeul Sosis, permite trecerea directă la calcule; toate operaţiile se execută în exclusivitate pe schema de calcul, fără a fi necesare operaţii auxiliare în afara ei pentru determinarea coeficienţilor de transmitere şi a valorilor inţiale.

— În cazul că se calculează mai multe ipoteze de încărcare, calculul primei oferă gata calculaţi şi pentru celelalte coeficienţii de autotransmitere, urmînd a transmite numai valorile. Acest avantaj faţă de metodele de calcul iterativ, unde calculul se reia integral pentru fiecare variantă, se regăseşte în măsură mai mică în procedeul Sosis, unde trebuie recalculate şi valorile iniţiale.

— Dacă e necesară schimbarea locală a unei rigidităţi, în cazul de faţă aceasta determină schimbarea locală a unor coeficienţi, iar în procedeul Sosis determină în general schimbarea coeficienţilor pe o zonă mai mare şi schimbă şi valorile iniţiale.

— După cum s-a arătat şi în [7] şi [8], după reducerea unui număr de noduri, se poate continua calculul iterativ ceea ce devine important la sisteme care au numai unele părţi din grafe de tip arborescent.

Toate aceste avantaje şi în special cele legate de simplificarea calculului numeric faţă de forma obişnuită în procedeul dublei transmiteri, făcînd posibilă abordarea directă a calculului, precum şi domeniul larg în care se poate aplica în activitatea de proiectare, fac utilă cunoaşterea metodei prezentate.

Primit la redacţie la 24 octombrie 1972

BIBLIOGRAFIE

[1] AGENT, R.: *Sisteme reticulare nedeterminate.* Bucureşti, Editura Tehnică, 1970.

[2] AVRAM, C. şi colectiv.: *Cercetări privind calculul şi comportarea structurilor din cadre-diafragme de beton armat supuse la sarcini orizontale.* Revista Construcţiilor şi a Materialelor de construcţii, nr. 5/1969.

[3] GHEORGHIU, AL.: *Statica construcţiilor,* Vol. II. Bucureşti Editura Tehnică, 1965.

[4] KEINTZEL, E.: *Metode simplificate pentru calculul construcţiilor multietajate.* Bucureşti, Editura Tehnică, 1969.

[5] MAZILU, P.: *Statica construcţiilor,* Vol. II. Bucureşti, Editura Tehnică, 1959.

[6] SCARLAT, A.: *Statica construcţiilor,* Vol. II. Bucureşti, Editura Didactică şi Pedagogică, 1965.

[7] ŞERB, G. A.: *Rezolvarea structurilor static nedeterminate prin metoda reducerii nodurilor.* Buletinul de comunicări ale invitaţilor la Sesiunea ştiinţifică jubiliară INCERC, 16 aprilie 1971, Bucureşti.

[8] ŞERB, G. A.: *Compensarea riguroasă a reţelelor de nivelment prin metoda reducerii nodurilor.* Revista de Cadastru şi Geodezie, nr. 6/1973.

[9] ŞERB, G. A.: *Consideraţii asupra limitei de valabilitate a ipotezei concentrării sarcinilor uniform distribuite în nodurile reţelelor de grinzi pentru planşee.* Construcţii, nr. 7/1972.

[10] ŞESAN, A.: *Calculul iterativ al cadrelor folosind numai echilibrări de noduri.* Buletinul Institutului politehnic Iaşi, nr. 1—2/1955.

CZ 693.814.26.001.41

CERCETĂRI ŞI REZULTATE EXPERIMENTALE privind COMPORTAREA ÎMBINĂRILOR CU ŞURUBURI DE ÎNALTĂ REZISTENŢĂ DIN OŢEL, ZINCATE, APLICATE LA ELEMENTE ŞI STRUCTURI PORTANTE EXECUTATE DIN ALIAJE DE ALUMINIU

Dr. ing. **DINU NICULESCU**
INCERC

Dintre subiectele concrete abordate de INCERC pe linia preocupării generale de introducere a aliajelor de aluminiu în construcţiile din ţara noastră, preocupare manifestată prin numeroase studii şi cercetări teoretice sau experimentale efectuate în perioada 1964—1973, face parte şi acela al îmbinărilor executate cu şuruburi de înaltă rezistenţă.

Condiţiile practice din ţara noastră au permis începerea unor cercetări experimentale de-abia în anul 1969. Cercetările întreprinse în 1969 şi 1970 la INCERC au urmărit aspectele realizării şi comportării la solicitări statice a unor îmbinări executate cu şuruburi de înaltă rezistenţă din oţel, zincate, aplicate pe piese executate din tabla unui aliaj de aluminiu produsă în acea perioadă la Uzina «Metrom» Braşov.

Abordarea în acest fel a subiectului a fost justificată, deoarece :

— acest procedeu modern de îmbinare poate da rezultate bune şi în cazul construcţiilor din aliaje de aluminiu ;

— şuruburile de oţel zincate sau cadmiate pot fi utilizate şi la realizarea îmbinărilor construcţiilor din aliaje de aluminiu ;

— şuruburile din aliaje de aluminiu de înaltă rezistenţă nu se vor putea realiza la noi în ţară decît începînd din anii 1974—1975 ;

— aliajul din care s-au realizat piesele îmbinărilor poate fi considerat, din punct de vedere al caracteristicilor mecanice, ca fiind echivalent cu marca de aliaj curent utilizată pentru realizarea construcţiilor portante în ţările cu experienţă în această direcţie. În plus, s-a ţinut seama că acest aliaj urma să fie fabricat şi de noua uzină de prelucrare a aluminiului (U.P.A. Slatina) care într-adevăr, în prezent, a şi început să producă aliajul avut în vedere în 1969 şi care are ca reper pe plan mondial marca 6061—T6 ;

— în anumite cazuri, de exemplu la îmbinări puternic solicitate, şuruburile de înaltă rezistenţă din oţel, zincate, pot fi preferate de proiectant şuruburilor din aliaj superior de aluminiu, deoarece primele au caracteristici mecanice mai ridicate : $\sigma_r \approx 9\,000-10\,000$ daN/cm^2 la primele, faţă de $\sigma_r \approx 6\,000$ daN/cm^2 la ultimele, deci au capacitate portantă diferită la acelaşi diametru.

Scopul principal a lucrărilor efectuate în 1969 şi 1970 la INCERC* a fost acela de a demonstra posibilitatea realizării în R.S.R. a unor astfel de îmbinări şi de a preciza valoarea coeficientului de frecare care poate fi luat în consideraţie, în anumite condiţii date, în practica de proiectare.

Cu toate că în perioada în care au fost efectuate cercetările care fac obiectul acestui articol, îmbinările cu şuruburi de înaltă rezistenţă din oţel nu mai erau considerate ca o soluţie neobişnuită la construcţiile din oţel executate în R.S.R., în domeniul construcţiilor portante din aliaje de aluminiu ele au reprezentat primii paşi întreprinşi în ţara noastră.

PREZENTAREA CERCETĂRILOR DE LABORATOR EFECTUATE

Cercetări efectuate în 1969

Pentru început, cercetările s-au efectuat prin realizarea şi încercarea la tracţiune statică a două tipuri de îmbinări, simetrice faţă de planul de acţiune al forţelor (redate schematic în fig. 1 şi, ca aspect, în fotografiile din fig. 2 şi 3).

Şuruburile utilizate au fost de ∅ 20, executate din oţel aliat cu molibden şi crom, avînd $\sigma_{r\,\text{mediu}} \approx 9500$ daN/cm^2 şi duritate $H_{Rc\,\text{mediu}} \approx 16$.

Tablele din care s-au executat piesele îmbinărilor au fost produse dintr-un aliaj de tip Al—Mg—Si—Mn şi maturizate termic astfel că au atins valorile $\sigma_{0,2} \approx 2800$ daN/cm^2, $\sigma_r \approx 3\,000$ daN/cm^2, $\delta_{/50\,\text{mm}} = 16\%$.

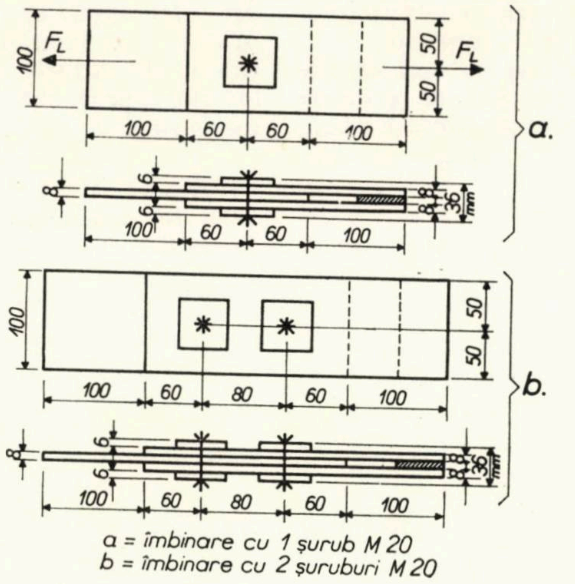
Pregătirea suprafeţelor de contact ale pieselor din îmbinări s-a făcut prin periere mecanică (perie-disc rotativă, cu fire din sîrmă de oţel tare). Acest mod de prelucrare se consideră aplicabil şi în condiţii de execuţie în atelier sau pe şantier, cu ajutorul unui pistol (pneumatic sau electric) cu tijă rotativă, pe care se montează o astfel de perie-disc.

Perierea s-a făcut cu planul de rotire perpendicular pe axul longitudinal al pieselor, la o turaţie de cca 1 500 ture/min, timp de $15'' \div 20''$ pentru o suprafaţă de cca 200 cm^2 (adică aproximativ $12 \div 17$ min/m^2). Suprafaţa rezultată a avut o rugozitate evident mai accentuată decît aceea a suprafeţei neprelucrate. Avantajele acestei prelucrări, pe lîngă acela al obţinerii unei suprafeţe puţin lunecoase, sînt acelea ale evitării operaţiilor de degresare şi decapare (cu spălări pretenţioase etc.).

---

* Colaborator: Şef lucrări dr. ing. E. Chesaru de la Facultatea de Construcţii—Bucureşti

Pentru simplificarea lucrărilor din acea etapă de început, măsurătorile deformațiilor și deplasărilor s-au făcut numai cu dispozitive mecanice; aparatura tensometrică a fost utilizată de-abia la cercetările din 1970.


100
F_L
50
50
F_L
100
60
60
100
a.
8
6
6
8
8
36 mm
100
60
60
100
100
50
50
100
60
80
60
100
b.
8
6
6
8
8
36 mm
100
60
80
60
100

a = îmbinare cu 1 șurub M 20
b = îmbinare cu 2 șuruburi M 20

Fig 1

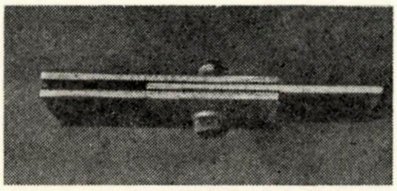


Fig. 2

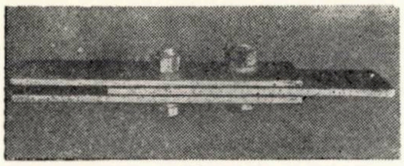


Fig. 3

Măsurarea deformațiilor longitudinale ale tijei șuruburilor, măsurare cerută de stabilirea efortului în tija șuruburilor, s-a făcut cu ajutorul dispozitivului redat schematic în fig. 4 și prezentat, ca aspect, în fotografia din fig. 5.

Pe brațul rigid s-a putut fixa fie un microcomparator cu gradații de 1/100 mm, fie unul cu gradații de 1/1000 mm.

Pentru poziționarea mai precisă a dispozitivului, pe capul șuruburilor s-a dat, central, o gaură tronconică (marcaj de cherner), iar pe capul tijei șuruburilor s-a lipit o plăcuță de plexiglas, găurită central, primirea vîrfurilor de poziționare făcîndu-se astfel controlat.

Precizia de manevrare a dispozitivului a fost corespunzătoare folosirii microcomparatorului cu gradații de 1/100 mm, care a și fost utilizat, de altfel, pentru toate citirile efectuate.

Manevrarea atentă a dispozitivului a permis efectuarea unor citiri foarte apropiate, chiar în cazul repetării poziționării dispozitivului de 2—3 oameni diferiți.

Pentru măsurarea deplasării relative a pieselor din îmbinare s-au utilizat două microcomparatoare (1/100 mm), așezate pe fiecare parte a îmbinării (fig. 6 și fig. 7).

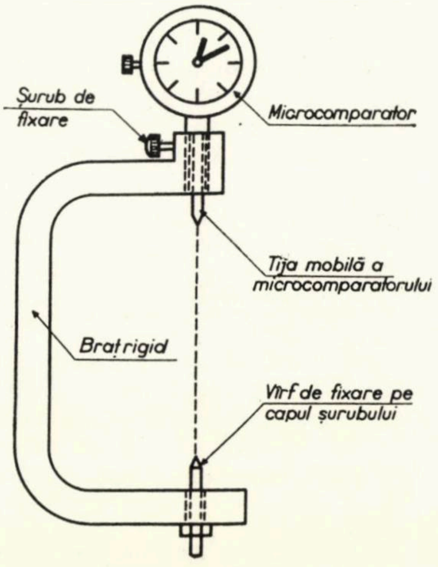

Șurub de fixare
Microcomparator
Tija mobilă a microcomparatorului
Braț rigid
Vîrf de fixare pe capul șurubului

Fig. 4

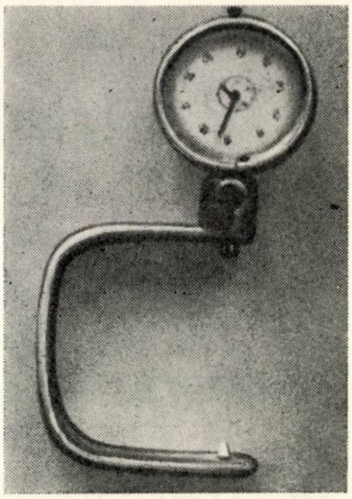


Fig. 5

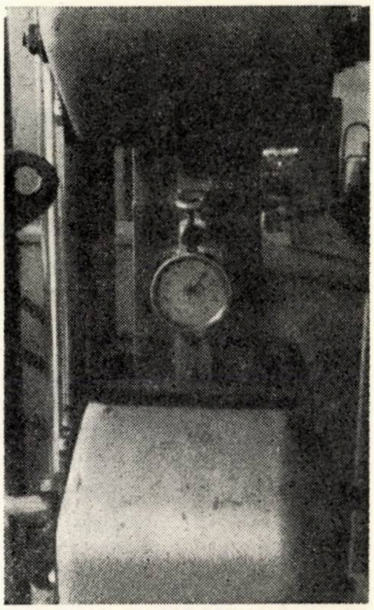


Fig. 6

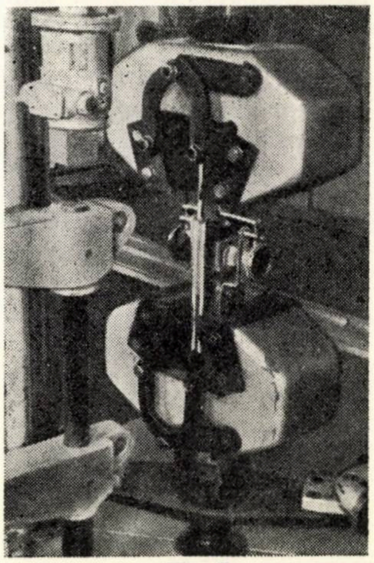


Fig. 7

În momentul apariţiei lunecării, mişcarea acului indicator al deplasărilor relative între piesele îmbinărilor trecea de la mersul încet şi continuu, care indica deformarea elastică (alungirea) a distanţei dintre punctele de fixare a dispozitivelor, la o săritură bruscă, evidentă, cu valori de cîteva zecimi de mm.

Pentru strîngerea şi desfacerea piuliţei şuruburilor, s-a utilizat o cheie dinamometrică de fabricaţie germană (Stahlwille — R.F.G.) (fig. 8), prevăzută cu cadran de măsurare a momentului de torsiune şi cu un şurub de reglare a valorii momentului, la care cheia ieşea singură din lucru. Cheia putea fi folosită cu sau fără coadă de prelungire.

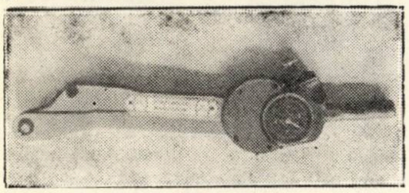


Fig. 8

Descrierea încercărilor

Strîngerea piuliţelor şuruburilor s-a făcut la 50 kgfm, valoare controlată de şurubul de reglaj al cheii dinamometrice folosite.

Desfacerea piuliţelor s-a făcut tot cu cheia dinamometrică, măsurîndu-se astfel şi momentul de torsiune necesar desfacerii.

Măsurarea deformaţiilor longitudinale ale tijei şuruburilor s-a făcut de patru ori : înainte şi după strîngerea piuliţei, apoi după încercarea îmbinării, înainte şi după desfacerea piuliţelor.

La strîngerea piuliţei s-a făcut şi măsurarea unghiului de rotire al piuliţei, pe capul tijei şurubului şi pe faţa superioară a piuliţei dîndu-se în prealabil un semn de poziţie de coincidenţă.

Îmbinările, avînd şuruburile strînse, au fost supuse la tracţiune statică într-o presă universală (tracţiune, compresiune torsiune) de 30 kN capacitate (de fabricaţie germană, RDG).

Aspectul probelor aşezate în presă este redat în fig. 6 şi 7.

În timpul încercării a putut fi măsurată şi evoluţia deformaţiilor şi deplasării relative, marcate de dispozitivele descrise mai sus, iar în final s-a obţinut valoarea forţei de lunecare, egală cu forţa de frecare dintre piesele îmbinării.

Rezultatele încercărilor efectuate în 1969 sînt prezentate succint în cele ce urmează.

Pentru momentul de torsiune de 50 daNm, marcat de cheia dinamometrică la strîngerea şurubului, au rezultat deformaţiile Δ_l, citite de dispozitivul de măsurare a lungimii tijei şurubului.

Schema şurubului, necesară calculului efortului de întindere din tija şurubului, este aceea din fig. 9.

Cunoscînd : l_1, A_1, l_2, A_2 şi măsurînd Δl, s-a obţinut forţa de întindere din şurub, N_t :

$$N_t = \frac{E \cdot \Delta l \cdot A_1 \cdot A_2}{l_1 A_2 + l_2 A_1}$$

unde l_1 A_1 şi l_2, A_2 reprezintă lungimile şi ariile secţiunii şurubului în porţiunea filetată, respectiv nefiletată.

Determinînd experimental valoarea N_s (forţa la care apare lunecarea bruscă dintre piesele îmbinării), coeficientul de frecare f se calculează :

$$f = \frac{N_s}{2N_t}$$ (au existat 2 planuri de lnecaure)[9]

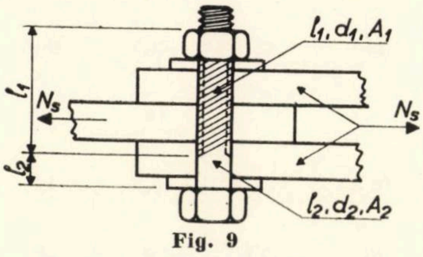


Fig. 9

În tabelul 1 sînt centralizate rezultatele experimentale şi ale prelucrărilor lor.

Din datele rezultate şi din prelucrarea lor se vede că valoarea coeficientului de frecare f a fost, fără excepţie, superioară valorii 0,4 — variind între 0,412 şi 0,545 (valoarea $f = 0,7$ obţinută la îmbinarea nr. 6, are un caracter accidental).

Valoarea calculată a eforturilor normale de întindere din tija şurubului (N_t/A_1) a variat între 2 600...3 900 daN/cm². Considerînd că la un şurub executat dintr-un oţel cu $\sigma_r \approx 9\,000$ daN/cm² se poate merge cu σ întindere în tije pînă la cca 5 500÷6 000 daN/cm², rezultă că, admiţînd $f = 0,4$, şuruburile cu ∅ 20 mm pot realiza forţe de lunecare de cca 10...11 kN.

Pentru a avea o idee mai clară despre ce ar însemna aceasta pentru N_s al unui şurub ∅ 20, aplicat la îmbinări cu 2 planuri de lunecare, la piese din 6061—T6 este suficient să se arate că s-ar ajunge la $N_s \approx$ 8 000 daN (pentru un coeficient de siguranţă egal cu 1,25).

Cercetări efectuate în 1970

Materialele utilizate la încercările făcute în această a doua etapă au fost practic aceleaşi ca cele avute la dispoziţie şi în 1969.

Pe lîngă caracteristicile precizate la materialele utilizate în 1969, în 1970 au mai fost determinate în plus şi durităţile şaibelor poziţionate sub capul şurubului (H_{Rc} a variat la acestea între 23 şi 36) şi sub piuliţă (H_{Rc} a variat la acestea între 19,5 şi 34,5). Pentru şuruburi (Ø 24 mm) încercările au arătat $H_{Rc} \approx 14,0$ la 26,6, iar pentru piuliţă $H_{Rc} \approx$ 78,5 la 98,2.

Experimentările s-au efectuat pe un singur tip de îmbinare (redate în fig. 10 şi 11), tot simetric, realizat faţă de planul de acţiune al forţelor de tracţiune. Acest nou tip de îmbinare a permis obţinerea a cîte două rezultate diferite pentru fiecare probă (cîte unul separat pentru fiecare din cele 2 şuruburi ale unei probe).

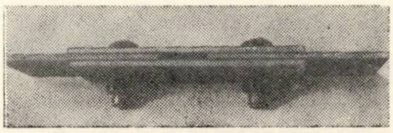


Fig. 10. Vedere a îmbinării înainte de efectuarea montajului tensometric

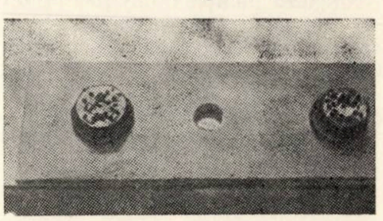


Fig. 11 — Vedere a îmbinării înainte de efectuarea montajului tensometric

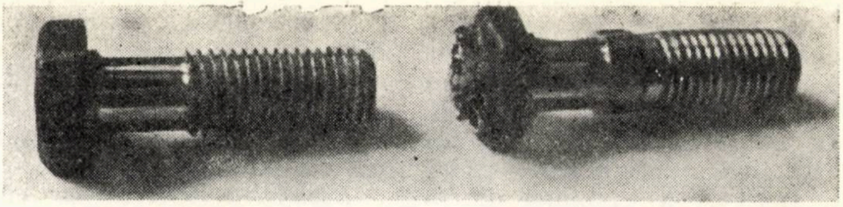


Fig. 12 — Șurubul de înaltă rezistență 24 mm a) înainte de prelucrare; b) după prelucrare și după efectuarea montajului mărcilor

Pregătirea suprafețelor de frecare dintre piese s-a făcut prin periere mecanică (îmbinările din grupa A), cu perie-disc rotativă, sau prin periere manuală (îmbinările din grupa B). Acest mod de prelucrare este corespunzător condițiilor curente de execuție pe șantier; curățirea prin degresare sau decapare chimică a fost evitată tocmai datorită considerațiilor de ordin practic (spălări pretențioase etc).

Față de etapa de încercări inițiale efectuate în 1969, cînd s-au făcut numai măsurători mecanice ale lungimii tijei, în cercetările întreprinse în 1970 s-au făcut și măsurători tensometrice.

Pentru urmărirea stării de deformații-eforturi în tija șurubului, s-au făcut prelucrări speciale ale tijei și capetelor șuruburilor.

Reducerea diametrului brut al tijei și găurirea capului (fig. 12) au permis montarea a 4 mărci tensometrice electrorezistive (cu baza de 5 mm) și legarea lor la montajul tensometric.

În fotografiile prezentate în fig. 13, 14, 15, 16 și 17 se pot vedea diferite aspecte ale șuruburilor și îmbinărilor, înainte și după efectuarea montajului tensometric.

Măsurătorile cu dispozitiv mecanic s-au făcut ca și la cercetările din 1969; în fig. 18 este redat un aspect din timpul operației de măsurare a lungimii inițiale a tijei șurubului (înainte de strîngerea piulițelor).

Urmărirea deplasărilor relative dintre piesele îmbinării s-a făcut cu ajutorul unor repere fixate pe aceste piese și puse în

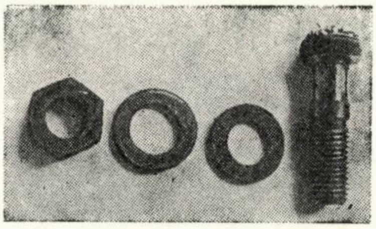


Fig. 13 — Șurub de înaltă rezistență (cu mărcile și punțile tensometrice montate), șaibele și piulițele folosite

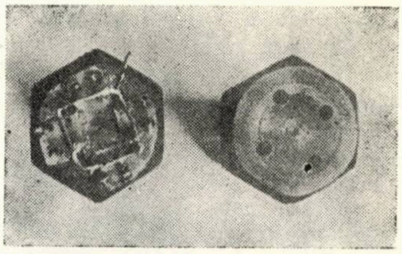


Fig. 14 — Capul șurubului de înaltă rezistență: — înainte de montajul punților (se văd cele patru găuri prin care vor trece firele de legătură între punți și mărci,; — după montajul punților

Tabel centralizator al rezultatelor cercetărilor efectuate în 1969 Tabelul 1

Moment de strîngere aplicat piuliței M = 50 daN.m

Elemente care interesează									
Proba	1	2	3	4		5		6	
	cu un șurub	cu un șurub	cu un șurub	cu două șuruburi		cu două șuruburi		cu două șuruburi	
				șurub 1	șurub 2	șurub 1	șurub 2	șurub 1	șurub 2
Lungimea zonei filetate a a tijei șurubului (mm) l_1	42	44	43	43,5	43,5	41	44	46,5	43
Lungimea zonei nefiletate a tijei șurubului (mm) l_2	17	15,5	13,5	16	17	19	16,5	13,5	16,8
Diametrul la fundul filetului (mm) d_1	17	16,8	17	16,8	17	16,8	16,9	16,8	16,8
Diametrul zonei nefiletate (mm) d_2	20	20	20,1	20	20	20,2	20,3	19,8	20,1
Aria secțiunii la fundul filetului (cm²) A_1	2,27	2,21	2,27	2,21	2,27	2,21	2,25	2,21	2,21
Aria secțiunii zonei nefiletate (cm²) A_2	3,14	3,14	3,18	3,14	3,14	3,20	3,23	3,08	3,18
Alungirea tijei bulonului prin strîngerea piuliței (mm) Δl	0,100	0,100	0,090	0,070	0,090	0,080	0,080	0,070	0,060*
Forța de întindere calculată în tijă (da N) N_s	8 800	8 500	8 250	5 850	7 700	6 950	6 800	5 850	5 100*
Forța de lunecare (daN) N_s măsurată la experimentare	7 650	7 000	7 510	15 700		15 000		15 300	
Coeficient de frecare, f calculat	0,435	0,412	0,455	0,545		0,545		0,7*	

* Valoare considerată accidentală

contact cu 2 microcomparatoare cu tije (cu gradaţii de 1/100 mm).

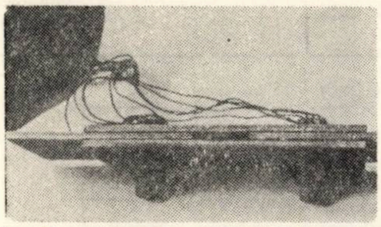


Fig. 15 – Vedere a îmbinării după efectuarea legăturilor la mărcile tensometrice aplicate pe şuruburi

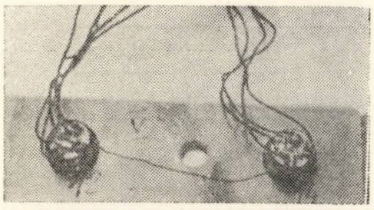


Fig. 16 – Vedere a îmbinării după efectuarea legăturilor la mărcile tensometrice aplicate pe şuruburi

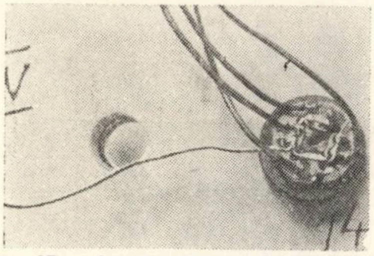


Fig. 17 – Aspect al capului de şurub după efectuarea legăturii cu punţile

În fotografiile din fig. 19 şi 20 pot fi văzute microcomparatoarele şi dispozitivele de reper şi fixare.

Descrierea încercărilor efectuate în 1970

După montarea şuruburilor şi fixarea piuliţelor, printr-o strîngere uşoară făcută cu o cheie obişnuită (coadă scurtă), s-a efectuat prima serie (citirea de „zero") de măsurători mecanice şi tensometrice.

A urmat apoi o strîngere a piuliţelor cu un moment de torsiune egal cu 50 daN.m, strîngere efectuată cu o cheie dinamometrică de 50 daN.m capacitate.

Etapa următoare a fost aceea de strîngere a piuliţelor într-o presă universală de tracţiune, compresiune, torsiune (presă VEB — fabricaţie RDG, avînd 200 daN.m capacitate de torsiune).

Strîngerea s-a făcut urmărindu-se atingerea unui efort unitar de tracţiune de o valoare convenabilă: s-a considerat că în şuruburile utilizate acest efort convenabil ar fi de cca 4 000 daN/cm²; strîngerea s-a făcut şurub cu şurub, în funcţie de indicaţiile date de media valorilor σ calculate după citirile mărcilor tensometrice. După terminarea strîngerii, s-au efectuat şi măsurătorile mecanice.

Ultima etapă a fost aceea a solicitării la tracţiune a îmbinărilor, concomitent cu urmărirea deformaţiilor măsurate cu ajutorul dispozitivelor cu microcomparatoare (fig. 19 şi 20).

Urmărirea variaţiei deformaţiilor (deplasărilor) relative dintre piese, în funcţie de valoarea solicitării de tracţiune, a permis evidenţierea forţei de lunecare N_s care a învins frecarea dintre piesele îmbinării. Acest fenomen de lunecare a fost urmărit separat la fiecare din cele 2 şuruburi ale îmbinării.

Rezultatele încercărilor efectuate în 1970 au permis obţinerea de date referitoare la:

— alungirea tijei şuruburilor;

— eforturile în tije în funcţie de momentul de torsiune al piuliţei şi în funcţie de unghiul de răsucire al piuliţei;

— forţa de frecare provocată de strîngerea piuliţelor;

— relaţia forţă de tracţiune — deformaţie îmbinare.

Determinarea forţelor de întindere N_t din tija şuruburilor s-a făcut cu relaţia:

$$N_t = \frac{\Delta l \cdot E}{\theta} \text{ daN}$$

în care:

$$\Delta l = \frac{N_i l_i}{EA_i} = \frac{N}{E} \cdot \theta$$

$$\theta = \frac{l_0}{A_0} + \frac{l_1}{A_1} + \frac{l_2}{A_2}$$ (lungimile diferitelor diametre ale tijei prelucrate şi ariile pentru diametrele lungimilor respective).

S-a acceptat: $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ daNcm.

Încercarea la tracţiune statică a îmbinărilor, efectuată în condiţiile descrise, a permis evidenţierea forţelor de lunecare la care au apărut lunecările pieselor pentru fiecare şurub din îmbinare. În diagramele prezentate ca exemplu (fig. 21) se pot urmări variaţiile deplasărilor citite pe microcomparatoare, în funcţie de forţele de tracţiune exercitate la una din îmbinările încercate (proba BI, ale cărei rezultate sînt date şi în tabelul 2).

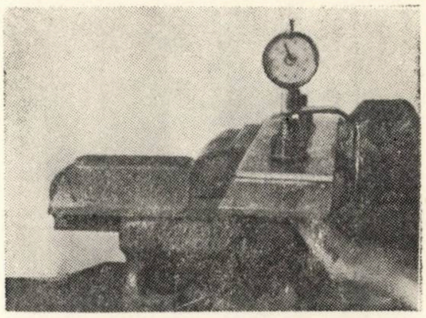


Fig. 18 – Măsurarea mecanică a lungimii tijei şurubului (microcomparator cu tijă, gradat la 1/100 mm)

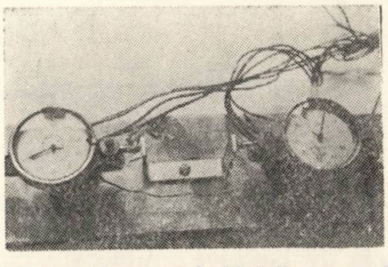


Fig. 19 – Aspect al îmbinărilor gata de încercare. Se observă şi montajul dispozitivelor de măsurare a lunecărilor între piesele îmbinărilor (microcomparatoarelor cu tije, gradate la 1/100 mm)

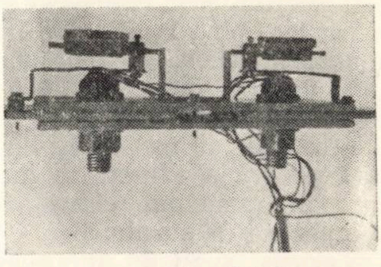


Fig. 20 – Aspect al îmbinărilor gata de încercare. Se observă şi montajul dispozitivelor de măsurare a lunecărilor între piesele îmbinărilor (microcomparatoare cu tije, gradate la 1/100 mm)

Considerînd relaţia cunoscută

$$N_{\text{lunecare}} = N_s = n \cdot f \cdot N_t,$$

pe baza rezultatelor experimentale (N_s şi N_t) au fost calculate valorile coeficienţilor de frecare caracteristici strîngerii fiecărui şurub; valorile astfel calculate sînt date în tabelul 2.

Rezultatele obţinute, cu excepţia unor valori accidentale, alterate de defecţiuni apărute în timpul experimentărilor, sînt grupate.

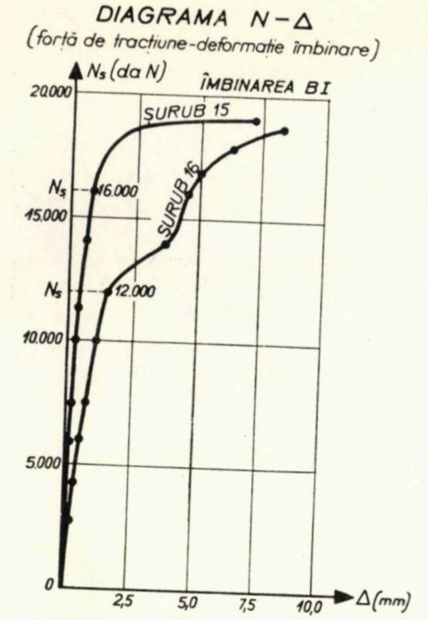


Fig. 21

Valorile coeficienților de frecare f **Tabelul 2**

Îmbinarea		Șurubul	M $\overset{*}{\text{tors}}$ daN.m	Ns $\overset{*}{\text{daN}}$	$2\ Nt$ daN	$f = \frac{Ns}{2\ Nt}$	f valoarea medie
Periate mecanic	A.I	1	152	1 4000	—	—	0,567
		2	176	16 000	27 500	0,582	
	A.II	3	182	12 000	20 240	0,582	
		6	112	14 000	25 300	0,553	
	A. III	7	50	3 000	5 060	0,593	
		8	50	2 500	5090		
	A. IV	9	50	5 000	—	—	
		11	50	5 000	9 940	0,503	
	A.V	12	50	4 000	5 080	—	
		14	50	2 000	2 490	—	
Periate manual	B.I	15	174	16 000	19 900	0,801	0,571
		16	122	12 000	32 000	0,376	
	B.III	17	98	9 000	19 900	0,452	
		19	140	15 500	25360	0,611	
	B.III	20	128	16 000	23 000	0,695	
		21	142	16 000	—	—	
	B.IV	22	160	16 000	27 900	0,576	
		23	130	16 000	28 800	0,701	
	B.V	25	148	16 000	28 000	0,571	
		24	140	16 000	42 200	0,380	

* Valori măsurate la experimentare

Diferența dintre comportările îmbinărilor avînd suprafețele de contact prelucrate mecanic sau manual s-a dovedit a fi neglijabilă.

Îmbinările A.I., A.II, B.I, B.II, B.III, B.IV, B.V, au fost realizate prin strîngerea șuruburilor pînă la atingerea, în tija șuruburilor, a unor eforturi unitare de cca. 3 000—4 000 daN/cm^2.

Eforturile au fost astfel limitate pentru a rămîne în mod cert în domeniul elastic de comportare a șuruburilor.

Valorile medii de aproximativ 0,570 rezultate pentru f sînt caracteristice unei curățiri (prin periere) corecte a suprafețelor de contact.

Avînd în vedere și rezultatele preliminarii obținute prin încercările efectuate în anul 1969, și anume $f = 0{,}410 \cdot \cdot 0{,}550$, în calculul elementelor experimentale, ce se vor putea realiza pînă la definitivarea prescripțiilor naționale pentru calculul construcțiilor din aliaje de aluminiu, se poate adopta valoarea $f = 0{,}4$. Această valoare acoperă și eventualele neperfecțiuni de curățire a suprafețelor de contact și corespunde în același timp și valorilor medii (0,35...0,50) indicate în literatura de specialitate.

Valorile eforturilor unitare normale de întindere în tija șuruburilor, realizate la încercările din 1970 (cca 3 500 daN/cm^2), au fost foarte apropiate de acelea atinse la încercările efectuate în anul 1969; valorile realizate au fost limitate pentru asigurarea păstrării eforturilor în domeniul elastic al oțelului din șuruburi, precum și din considerente legate de caracteristicile dispozitivelor utilizate la tensionarea șuruburilor.

Concluzii

a) Aplicarea șuruburilor de înaltă rezistență din oțel pe îmbinări executate din piese de Al—Mg—Si calitate tare, piese care pot fi acceptate ca fiind echivalente unora executate din marca 6061—T6 (marcă reper pe plan mondial pentru realizarea elementelor și structurilor portante) permite obținerea unor îmbinări rigide, cu valori apreciabile pentru capacitatea lor portantă.

b) Pentru calculul îmbinărilor cu șuruburi de înaltă rezistență din oțel, aplicate pe piese din Al-Mg-Si calitate, tare ($\sigma_{0.2} = 2\ 500$ daN/cm^2), avînd suprafețele de contact curățate prin periere cu perie de sîrmă, la proiectarea elementelor experimentale ce se vor realiza pînă la elaborarea prescripțiilor de calcul a construcțiilor din aliaje de aluminiu, pentru determinarea valorii N_{cap} a unui șurub se va folosi relația admisă și la construcțiile din oțel:

$$N_s = \frac{n \cdot f \cdot N_t}{c}$$

unde se va lua $f = 0{,}40$.

Primit la redacție la 28 mai 1973

ČZ 691.87.427.47)430.1)

NOI ASPECTE ALE ARMĂRII ELEMENTELOR DE BETON CU PLASE SUDATE ÎN R. F. GERMANIA*

Ing. **GAD CALMANOVICI**
ISART

1. *ASPECTE GENERALE*

Prefabricarea armăturii elementelor de beton se găsește într-un stadiu foarte avansat în R. F. Germania, fiind impulsionată de necesitatea de a reduce manopera pe șantier și termenele de execuție, precum și de prezența unei puternice industrii constructoare de mașini specializate în utilajele pentru confecționarea, transportul și punerea în operă a plaselor sudate care au pondere principală în domeniul prefabricării armăturii. Este interesant de arătat că, în domeniul plaselor sudate, R. F. Germania se găsește pe primul loc pe plan mondial atît în ceea ce privește volumul producției anuale (absolut și raportat la mia de locuitori), cît și în ceea ce privește amploarea și profunzimea rezolvării problemelor legate de cercetarea științifică, proiectarea, confecționarea, transportul și punerea în operă a plaselor sudate.

Producția de plase sudate a început în Germania în jurul anului 1930, fiind prezentată la timpul respectiv ca introducerea unei metode americane de industrializare a lucrărilor de beton armat, iar în anul 1937 au apărut primele prescripții referitoare la plase sudate. După cel de-al doilea război mondial și în special în ultimii 10 ani plasele sudate au cunoscut o dezvoltare foarte rapidă în R. F. Germania, producția crescînd de la 600 000 t în anul 1966 la cca 900.000 t în 1969 și ajungînd la 1.300.000 t în 1971, ceea ce reprezintă cca 36 la sută din cantitatea totală de oțel-beton consumată în anul respectiv.

2. *DOMENII DE UTILIZARE*

Plasele sudate se folosesc la planșee (unde reprezintă, practic, unicul mod de armare) și pereți monoliți pentru clădiri de locuit și clădiri social-culturale, pardoseli armate, drumuri, construcții inginerești (rezervoare, silozuri, turnuri de răcire, canale, tunele etc). Elementele prefabricate, care se află în curs de dezvoltare în R. F. Germania, se armează de asemenea cu plase sudate. Pînă la apariția, la începutul anului 1972, a noului DIN 1045 [2], utilizarea plaselor sudate era interzisă la construcții acționate de încărcări dinamice. Noul DIN 1045 admite utilizarea plaselor sudate și la construcții acționate de sarcini dinamice, însă cu condiția ca amplitudinea variației eforturilor în bare (diferența dintre efortul maxim și minim) să nu depășească 800 kgf/cm² ceea ce va deschide noi domenii de utilizare pentru plasele sudate (poduri de șosea, anumite fundații de mașini etc).

În ultimul timp se extind și plasele sudate pentru etrieri (denumirea comercială : BUMA), care, prin îndoirea unui număr limitat de tipuri de plase cu lățimea unică de 2,15 m, pot forma etrieri pentru grinzi de diferite lățimi și înălțimi.

3. *CARACTERISTICILE MATERIALELOR PENTRU PLASE SUDATE*

În R. F. Germania, plasele sudate se confecționează din oțel grupa IV avînd următoarele caracteristici principale :

Diametrul = 4 – 12 mm
Limita de curgere minimă $\sigma_{0.2} = 5\,000$ kg/cm²
Rezistența la rupere minimă $\sigma_r = 5500$ kg/cm²
Alungirea δ_{10} minimum = 8 %

Oțelul poate fi neted, amprentat (*profiliert* — cu profilații sub forma de adîncituri) (fig. 1 *b*) sau cu nervuri (*gerippt* — cu nervuri în relief), acesta din urmă avînd cea mai mare extindere, în special sub denumirea comercială KARI (*Kaltgezogen Rippenstahl* — oțel cu nervuri tras la rece) (fig. 1 *a*). Toate oțelurile sus-menționate, prevăzute în DIN 1045 pentru confecționarea plaselor sudate, se obțin prin tragere la rece și au caracteristici mecanice sensibil superioare oțelurilor destinate armăturii sub formă de bare izolate a căror limită de curgere minimă variază între 2300 și 4200 kgf/cm², iar rezistența la rupere între 3400 și 5000 kgf/cm². Se menționează că, în R. F. Germania, rezistențele de calcul (limita de curgere minimă) nu sînt diferențiate pe grupe de diametre ca în țara noastră și nici în funcție de profilul suprafeței exterioare. În schimb, acest din urmă factor influențează sensibil prevederile constructive (ancorare, înnădire etc) care sînt, în general, mai severe pentru oțelul neted și amprentat (fără nici o diferențiere între aceste două) decît pentru oțelul cu nervuri. Din discuțiile purtate cu specialiști de la Oficiul de stat pentru controlul calității materialelor din Dortmund a rezultat că avantajele oțelului amprentat față de cel neted, sub aspectul aderenței superioare, nu sînt puse în valoare în noul DIN 1045, considerîndu-se că aceasta se compensează prin rezistența mai redusă la forfecare a nodului sudat (0,30 A max. σ_c față de 0,35 A max. σ_c).

Pe de altă parte, într-o serie de materiale publicate de firma „Baustahlgewebe", care a lansat și patentat oțelul cu nervuri KARI, se arată că acesta are aceeași suprafață desfășurată a nervurilor ca și oțelul profilat la cald și sensibil mai mare decît a oțelului amprentat (în medie cu 30 – 40 % după aprecieri ale unor specialiști germani). Aceasta ar explica proprietățile superioare de aderență în raport cu oțelul neted și amprentat.

În anul 1970, Școala Tehnică Superioară din Viena a efectuat încercări comparative asupra unei plăci armate cu plase sudate tip A 60 (cu bare longitudinale de 6,0 mm așezate la 100 mm interax și bare transversale de 4,6 mm la 300 mm interax), confecționate din bare de oțel de înaltă rezistență (grupa IV) avînd următoarele forme ale suprafeței :

a) cu nervuri (tip KARI) (fig. 1 *a*)
b) amprentat (fig. 1 *b*)
c) netedă.

---

* *Pe baza datelor obținute în cadrul specializării efectuate în R.F. Germania, în problema utilizării plaselor sudate pentru armarea elementelor de beton (4 sept. — 4 dec. 1972).*

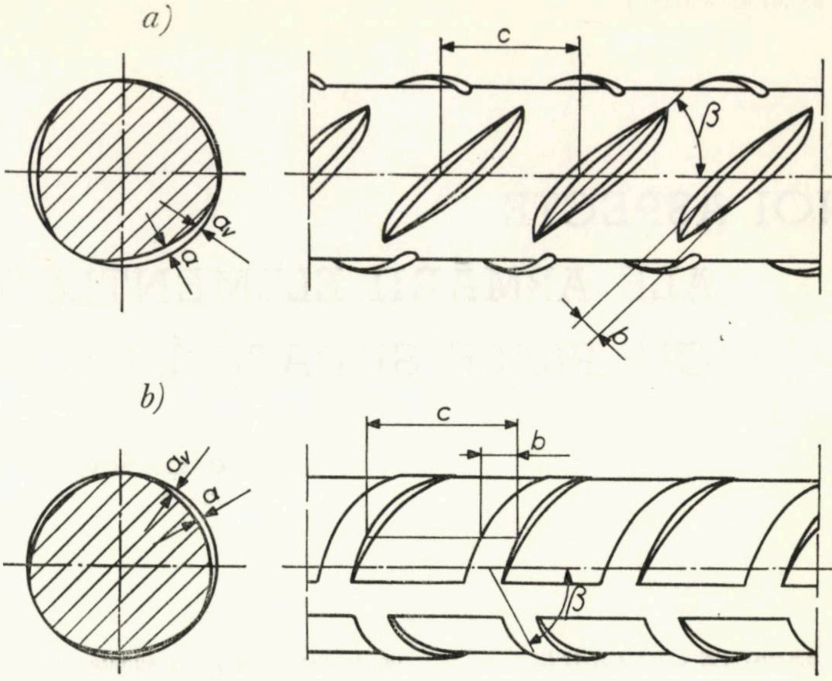


Fig. 1 — **Tipuri de oțel beton cu profil periodic folosite la confecționarea plaselor sudate** *a.* **cu nervuri tip KARI;** *b.* **amprentate.**

Încercările au arătat că la plăcile armate cu plase sudate din oțel cu nervuri tip KARI, o deschidere maximă a fisurilor de 0,20—0,30 mm se produce la un efort în armătură, în mijlocul deschiderii cu 20 % mai mare decît la plăcile armate cu plase din bare netede. Pe lîngă efortul mai mare în bare, plasele din oțel KARI conduc, de asemenea, la o mărire a numărului fisurilor și o micșorare a deschiderii medii a fisurilor față de plăcile armate cu plase din bare netede. Plăcile armate cu plase din bare amprentate nu se comportă practic mai bine decît cele netede, sub aspectul numărului de fisuri și al deschiderii lor medii. Totuși, cercetătorul nu a efectuat decît două încercări cu plase din bare amprentate.

Problema este foarte interesantă pentru țara noastră, unde STAS 438—67 nu prevede decît STM netedă și amprentată, și unde pînă acum nu s-a studiat posibilitatea confecționării plaselor din sîrmă cu nervuri în relief de tip KARI.

În vechiul DIN 1045 — ediția 1959 — există și oțel sub formă de bare, din grupa IV a, avînd aceleași proprietăți de rezistență cu cel utilizat pentru plase sudate ($\sigma_c = 5000$ kgf/cm^2), însă acesta nu a mai apărut în noua ediție, considerîndu-se că nu este competitiv cu plasele sudate, în special datorită tehnologiei sale de profilare la cald din oțel cu proprietăți inițiale superioare.

Din datele obținute de la Asociația producătorilor de oțel beton din R. F. Germania, din totalul oțelului-beton produs în anul 1971, oțelul din grupa I și II (apropiat de OB 38 din țara noastră) a reprezentat cca 1 %, adică o cantitate practic neglijabilă.

4. *TIPURI DE PLASE SUDATE*

În R. F. Germania se produc două mari categorii de plase sudate:

— plase de stoc (*Largematten*);

— plase de comandă specială (*Listenmatten*).

Sortimentul plaselor de stoc al firmei „Baustahlgewebe", cea mai mare producătoare de plase sudate din R. F. Germania, valabil pînă la 31 decembrie 1972, cuprindea un număr de 30 de tipuri de plase.

O dată cu apariția noului DIN 1045, firma „Baustahlgewebe" a elaborat un nou sortiment de plase de stoc, care a intrat în vigoare la 1 ianuarie 1973 și care nu cuprinde decît 22 de tipuri de plase sudate, respectiv 13 cu ochiuri dreptunghiulare și 9 cu ochiuri pătrate.

Piesele de stoc „Baustahlgewebe" se execută după așa-numitul sistem „cu economie la margine" (*Randsparsystem*), respectiv cu barele longitudinale grupate cîte două adiacente (în contact), cu excepția a două bare marginale de fiecare parte la plasele cu ochiuri dreptunghiulare (un ochiu), respectiv 4 bare (3 ochiuri) la plasele cu ochiuri pătrate, ceea ce permite economii de material în zonele de înnădire ale plaselor (fig. 2). Alegerea numărului de bare simple marginale s-a făcut în concordanță cu numărul de ochiuri prevăzute la înnădire de prescripțiile de proiectare. Trebuie însă arătat că în noul DIN 1045, pe lîngă înnădirile pe direcția de repartiție, pe un ochi, și pe direcția barelor de rezistență pe 3 ochiuri anterioare, au apărut înnădiri pe direcția barelor de repartiție pe două ochiuri (3 bare simple). Pentru a nu complica însă fabricația prin mărirea numărului de tipuri și a evita confuzii pe șantier, specialiștii germani au arătat că au preferat să accepte un supraconsum de oțel, prevăzînd plase de stoc de tip K cu 4 bare simple marginale, la fel ca și la plasele de tip R, ceea ce conduce la o lungime de înnădire de 35 cm, deși în cazul dat ar fi fost suficientă o lungime de numai 25 cm (2 ochiuri + depășirile capetelor). Această diferență, aparent neînsemnată, reprezintă în medie, pentru plasele de tipul respectiv, un supraconsum de cca 10 % față de cel care ar rezulta prin respectarea valorilor minime prescrise pentru înnădiri.

Plasele de stoc se pot cumpăra de la depozitele de materiale de construcție care au de regulă sortimentul complet, astfel că ele se găsesc practic la dispoziție în orice moment. Evident că utilizarea lor conduce însă la pierderi de material datorită dimensiunilor în plan impuse și a numărului limitat de trepte de secțiuni, ceea ce face ca ele să fie preferate în cazul cînd nu se justifică comandarea de plase speciale care au termene mai lungi de livrare (10—14 zile, uneori și mai mult), precum și un preț unitar mai ridicat în funcție de mărimea seriei de fabricație. În majoritatea cazurilor întîlnite, fiind vorba de obiecte netipizate (locuințe, construcții social-culturale din beton armat monolit etc) au fost preferate plasele de stoc, care din datele producătorilor, reprezintă cca 60—70 % din producția totală. Totuși, în fabricile de prefabricate vizitate (Roxel, Hamm, Neuss) se utilizează plase de comandă specială, justificate de seria mare de fabricație.

Plasele de comandă se pot produce cu diferite dimensiuni în plan, distanțe între bare, diametre de bare etc., în limitele posibilităților utilajelor de fabricație și a mijloacelor de transport. Totuși în acest domeniu, pentru a micșora numărul de tipuri de plase, firma „Baustahlgewebe" a preconizat ca plasele de comandă, care se execută după sistemul „cu economie la margine", să aibă numai 2 distanțe între barele longitudinale (100 și 150 mm) și 9 lățimi (între 1,85 și 2,45 m), rămînînd variabile lungimea, distanța între barele transversale și diametrul acestora.

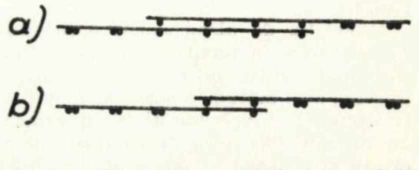


Fig. 2 — Plase „cu economie la margini" în zona de înnădire;

a. **înnădire pe direcția barelor de rezistență la plase cu ochiuri pătrate;**

b. **înnădire pe direcția barelor de repartiție la plase cu ochiuri dreptunghiulare.**

O poziție intermediară între plasele de comandă și cele de stoc o reprezintă așa numitele plase ZETT (*ZETT-Matten*). Acestea au lățimea unică de 2,15 m, distanța între barele longitudinale de 100 și 150 mm, distanță între barele transversale de 250 mm, în cazul plaselor cu ochiuri dreptunghiulare. și de 100 și 150 mm, în cazul celor cu ochiuri și lungimea variabilă în intervalul 3,00 — 12,00 m. Sortimentul de plase ZETT cuprinde un număr de 103 tipuri de plase, diferite din punct de vedere al diametrelor barelor şi distanţelor între ochiuri.

Mai există şi noţiunea de „plase după desen" (*Zeichnungsmatten*), care reprezintă plase de comandă la care este necesar să se anexeze un desen, deoarece nu se pot furniza suficiente date doar prin notaţie (de exemplu, plase cu distanţe variabile între bare, plase cu bare de diametre diferite pe aceeaşi direcţie etc).

În R. F. Germania, majoritatea covîrşitoare a plaselor se livrează sub formă de plase plane. Prescripţiile de proiectare, şi, recent, ediţia din 1972 a DIN-488 „Oţel-beton — Plase sudate — Alcătuire" [3] prevăd că plasele sudate pentru elemente de construcţie trebuie să fie livrate în formă plană. Aceasta limitează foarte mult domeniul posibil de utilizare al plaselor sudate în rulouri, care au fost întîlnite doar în documentaţie la armarea unor silozuri circulare de nutreţ [4].

Într-un studiu recent [5], W. Ernst arată că există însă dispozitive cu ajutorul cărora plasele livrate în rulouri pot fi îndreptate înainte de punerea lor în operă. În acest fel, plasele pot îndeplini condiţiile de planeitate cerute de prescripţii. Tot în acelaşi studiu se arată că astfel de dispozitive nu sînt încă generalizate în R. F. Germania.

Pe de altă parte, într-o serie de ţări, printre care URSS, Austria şi R. S. Cehoslovacă, plasele în rulouri cunosc o mai largă răspîndire, datorită avantajului lor sub aspectul reducerii pierderilor din tăiere. În ţările respective, rulourile se îndreaptă în prealabil, fie în depozite intermediare [6], fie direct pe şantier sau în fabrici de prefabricate [7] [8].

5. *CONFECTIONAREA ŞI PUNEREA ÎN OPERĂ A PLASELOR SUDATE*

În anul 1972, pe teritoriul R. F. Germania se găseau în funcţiune un număr de cca 70—80 de unităţi pentru producerea de plase sudate. Unităţile sînt de diferite capacităţi, predominînd însă cele de capacitate medie, dotate cu 2—3 linii de fabricaţie şi o capacitate de producţie medie de 10 000 — 15 000 t/an. Din discuţiile purtate a rezultat că se evită transportul plaselor sudate la distanţe mari. În acest sens, se citează cazul şantierului construcţiilor olimpice de la München, unde a fost amenajată o secţie specială pentru confecţionarea plaselor sudate, dotată cu 3 linii de fabricaţie.

În R. F. Germania este foarte bine reglementat controlul calităţii plaselor sudate. Acesta se face pe mai multe planuri, şi anume :

În cadrul controlului intern de calitate, fabricile de plase sudate sînt obligate să efectueze zilnic un număr de probe pe epruvete (între 20 şi 40, în funcţie de producţia medie lunară), prin care să se determine limita de curgere (σ_c sau $\sigma_{0,2}$), rezistenţa la întindere alungirea la rupere δ_{10}, rezistenţa nodului sudat la forfecare, toleranţele ariei secţiunii, profilaţia şi încercarea la îndoire. Epruvetele se taie din plase, însă numai cîte un singur nod sudat într-o plasă, ceea ce permite utilizarea ei în continuare fără nici un fel de restricţii. În prescripţiile care reglementează modul de desfăşurare a controlului de calitate se arată că persoana care răspunde de controlul calităţii producţiei trebuie să-şi poată desfăşura activitatea independent de ordinele directe ale conducerii întreprinderii [12].

În afară de controlul intern al calităţii producţiei, care se efectuează de către fabrici, în medie la fiecare 3—4 săptămîni se efectuează şi un aşa-numit control extern. Acest control, realizat de către o instituţie oficială de stat, dar plătit de către fabricile producătoare, are drept scop să verifice modul de desfăşurare a controlului intern de calitate Verificarea se face prin inspectarea registrelor cu rezultatele încercărilor şi prin încercările de epruvete ale căror rezultate se compară cu cele efectuate în cadrul controlului intern. Prescripţiile specifică că încercările pe epruvete din cadrul controlului extern trebuie să se desfăşoare pe cît posibil în afara întreprinderii verificate. Dacă o întreprindere nu realizează condiţiile de calitate prescrise, i se retrage aprobarea de desfacere a plaselor sudate şi aceasta se publică într-un buletin special, însă, după informaţiile primite astfel de cazuri sînt extrem de rare.

La lansarea pe piaţă a unei noi calităţi de oţel-beton sau unui nou tip de plase de către o firmă din R. F. Germania sau din străinătate, este necesar a se efectua un aşa-numit control iniţial, pe baza căruia se obţine aprobarea iniţială care certifică încadrarea noului produs în condiţiile de calitate cerute de prescripţiile în vigoare [13]. Obţinerea unei aprobări iniţiale este relativ costisitoare (cca 5 000 — 10 000 DM). La finele anului 1972, Institutul de stat pentru controlul calităţii materialelor din Dortmund participa la lucrările necesare pentru eliberarea unei aprobări iniţiale pentru exportul în R. F. Germania a plaselor sudate produse în R. S. Cehoslovacă.

Desfacerea plaselor sudate este organizată printr-o reţea de mari depozite şi de puncte de vînzare cu amănuntul, care vînd, pe lîngă diferite materiale de construcţie, şi plase sudate de stoc (fig. 3). În toate cazurile, livrarea plaselor pe şantier se face cu mijloace de transport ale vînzătorului. Marile depozite dispun de autocamioane cu amenajări

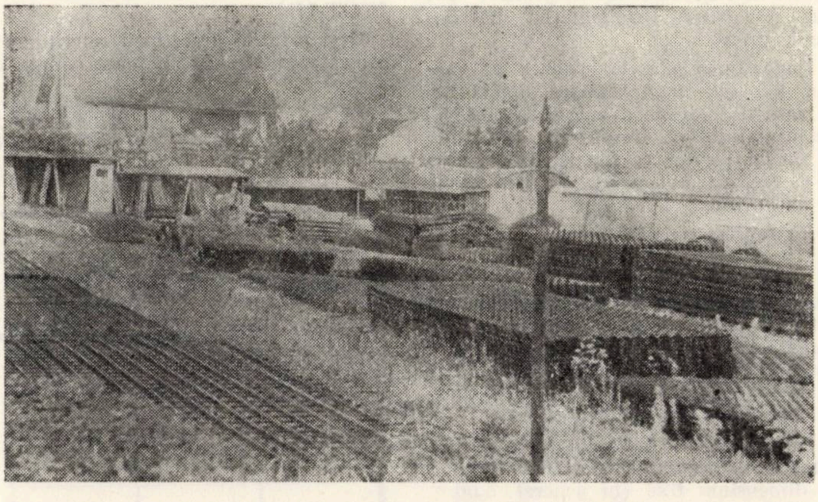


Fig. 3 — Plase sudate într-un depozit de materiale de construcţie la Linz/Rhein

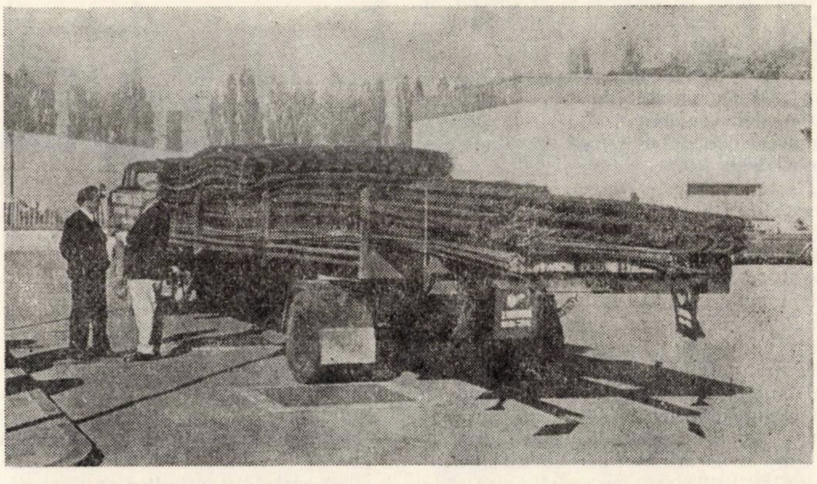


Fig. 4 — Fixarea pachetelor de plase sudate pe autocamion la un mare depozit de materiale metalice din Oberhausen.

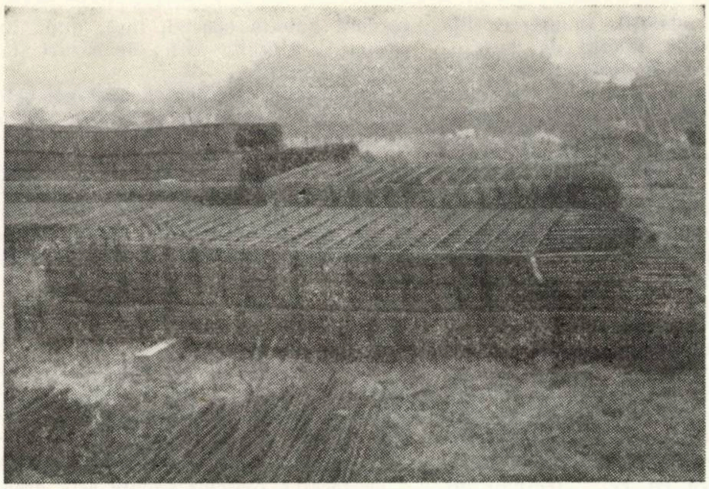


Fig. 5 — Depozit de plase sudate pe şantierul unor blocuri de locuinţe la Kettwig

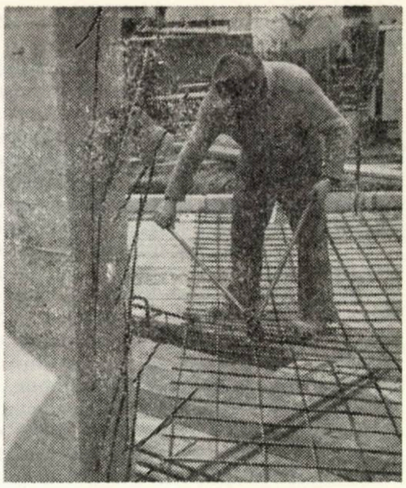


Fig. 6—Tăierea plaselor sudate pe şantierele unui bloc de locuinţe la Essen.

simple dar eficiente pentru fixarea plaselor sudate în timpul transportului, cu ajutorul unor cabluri tensionate de trolii montate sub platforma autocamionului (fig. 4). Aceleaşi dispozitive pot servi şi la fixarea altor materiale metalice (ţevi, profile etc).

Depozitarea plaselor sudate pe şantier se face în apropierea obiectului, în raza de acţiune a macaralei (fig. 5). Se urmăreşte ca durata de depozitare să nu depăşească de regulă, o lună ceea ce se realizează cu uşurinţă ţinînd seama de ritmicitatea livrărilor.

La fabrica de prefabricate din Neuss a firmei ,,Beton und Monierbau" este în curs de construcţie un depozit acoperit pentru plase sudate pe care specialiştii fabricii îl justifică prin aceea că se creează condiţii mai bune de lucru pentru muncitori, aceştia fiind feriţi de frig şi de intemperii, ceea ce duce, în final, la creşterea productivităţii muncii.

După cum s-a mai arătat, în majoritatea cazurilor plasele sudate se livrează la dimensiuni fixe (în general 5,00 × 2,15 m) şi necesită tăierea lor la locul de punere în operă.

Aceasta se realizează pe şantier în general cu foarfece manuale (fig. 6). La volume mari de lucrări, şi în special în fabrici de prefabricate, se utilizează şi maşini de tăiat.

În unele cazuri este necesară şi îndoirea plaselor sudate (de ex. etrieri pentru grinzi, armarea colţurilor la pereţi, armarea diferitelor tipuri de elemente prefabricate etc).

Pentru astfel de cazuri se produc un număr de tipuri de maşini de îndoit diferite între ele prin modul de acţionare (manual sau mecanizat) şi prin lăţimea plaselor care se pot îndoi (de regulă 2,45 m —2,50 m ; se produc însă şi maşini pentru lăţimi de 5,00 m şi chiar mai mult).

La montarea plaselor sudate pentru armarea inferioară a planşeelor, precum şi pentru pereţi monoliţi se folosesc de regulă distanţieri din material plastic asemănători cu cei folosiţi în ţara noastră, în timp ce la armarea superioară a planşeelor se utilizează pe scară largă distanţieri metalici tip APSTA produşi de firma ,,Baustahlgewebe". Pentru construcţiile din beton aparent se prevăd distanţieri cu piciorușele protejate anticorosiv cu materiale plastice (fig.7).

6. *UNELE ASPECTE DE PROIECTARE*

Deşi primele prescripţii referitoare la proiectarea armării cu plase sudate datează din anul 1937, totuşi pînă la apariţia, în anul 1972, a noului standard DIN 1045 ,,Beton şi beton armat — Calcul şi execuţie" [2] proiectarea armării elementelor de beton cu plase sudate s-a făcut pe bază de aprobări cu durată limitată (2—3 ani), eliberate de forurile de resort din diferite landuri, la cererea

DISTANŢIERI APSTA

(SORTIMENTUL FIRMEI „BAUSTAHLGEWEBE"
VALABIL DE LA 1 I 1973)

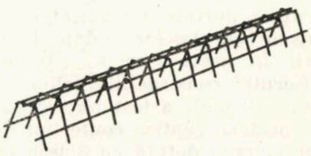
APSTA tip	ÎNĂLŢIMEA (cm)	PENTRU PLANŞEE CU GROSIMEA (cm)	GREUTATEA UNUI DISTANŢIER (Kg)	
A 8	8,0	~10	1,080	
A 9	9,0	~11	1,114	
A 10	10,0	~12	1,139	
A 11	11,0	~13	1,172	
A 12	12,0	~14	1,303	
A 13	13,0	~15	1,340	
A 14	14,0	~16	1,366	
A 15	15,0	~17	1,557	
A 16	16,0	~18	1,603	
A 17	17,0	~19	2,225	
A 18	18,0	~20	2,290	
A 19	19,0	~21	2,355	
A 20	20,0	~22	2,420	

Fig. 7 — Distanţieri ,,APSTA" pentru armarea superioară a plăcilor la construcţii din beton aparent.

— Distanţierii A8—A40 se livrează în ansambluri de 2,00 m lungime şi în legături de 10 bucăţi

— Picioarele distanţierilor se livrează în două variante :

a) execuţie normală cu protecţie contra ruginii ; b) pentru beton aparent, cu căptuşeală din material plastic.

firmelor producătoare şi generalizate în unele cazuri pe întreaga ţară. În ediţia anterioară (1959) a DIN 1045, plasele sudate erau menţionate doar sub aspectul materialelor admise pentru confecţionarea lor în timp ce în noul DIN 1045 — ediţia 1972 — problema este tratată amplu, cu numeroase indicaţii de calcul şi constructive. Prin noul DIN 1045 problema plaselor sudate capătă un suport mai stabil şi solid, ceea ce corespunde stadiului lor actual de dezvoltare.

Noul DIN 1045 marchează trecerea de la calculul la rezistenţe admisibile, în care betonul armat era considerat un material perfect elastic, la calculul la stări limită, în care se ia în considerare comportarea neelastică a materialului.

Dintre prevederile constructive ale noului DIN 1045, prezintă interes cele referitoare la ancorarea şi înnădirea plaselor sudate, ambele conducînd, în general, la o creştere a consumului de oţel în raport cu prescripţiile anterioare din R. F. Germania şi cu prespripţiile în vigoare în alte ţări (Austria, Franţa etc). În special pentru plasele din bare netede.

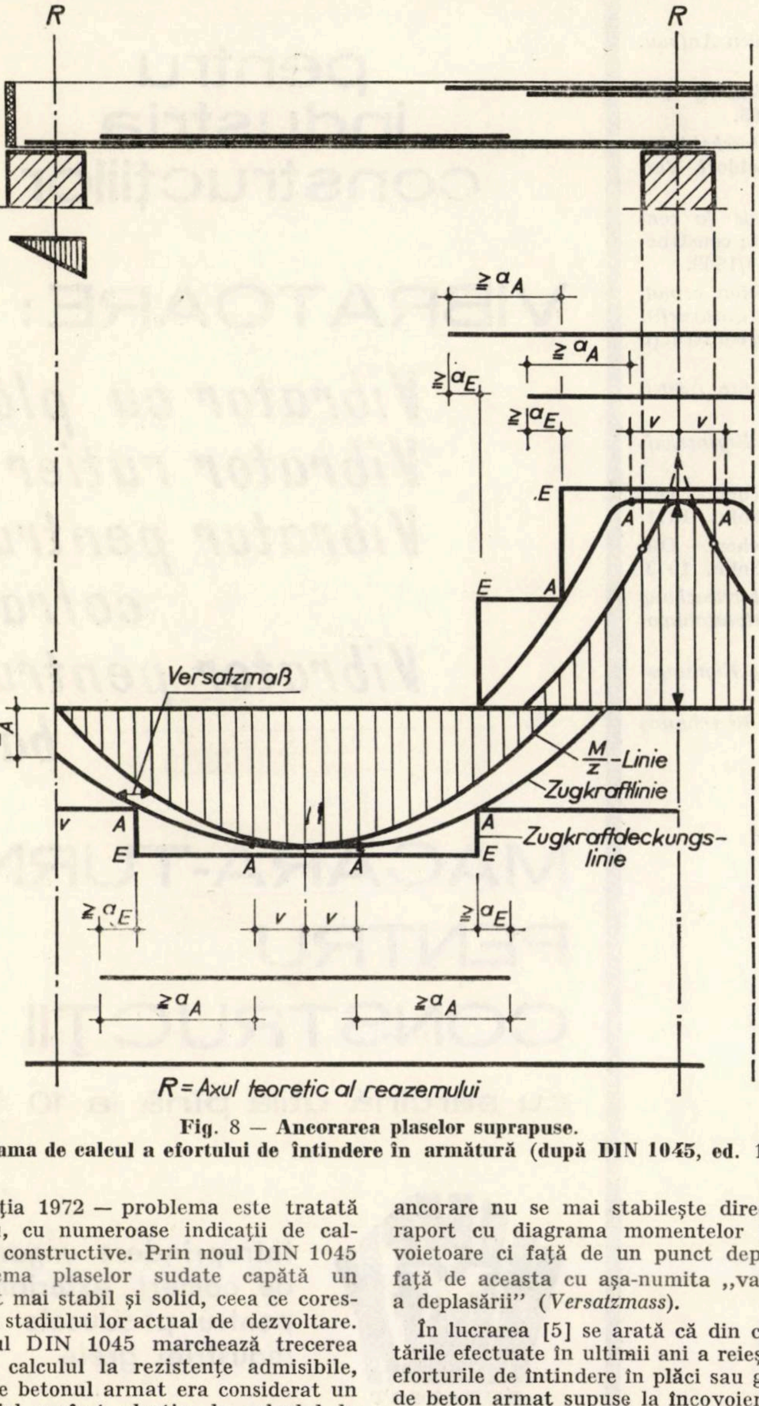


Fig. 8 — **Ancorarea plaselor suprapuse.**
Diagrama de calcul a efortului de întindere în armătură (după DIN 1045, ed. 1972)

Noul DIN 1045 aduce o serie de modificări substanţiale ale determinării lungimii de ancorare în raport cu prescripţiile anterioare în vigoare în R. F. Germania, În primul rînd, punctul teoretic faţă de care se determină lungimea de ancorare nu se mai stabileşte direct în raport cu diagrama momentelor încovoietoare ci faţă de un punct deplasat faţă de aceasta cu aşa-numita „valoare a deplasării" (*Versatzmass*).

În lucrarea [5] se arată că din cercetările efectuate în ultimii ani a reieşit că eforturile de întindere în plăci sau grinzi de beton armat supuse la încovoiere nu urmează diagrama momentelor încovoietoare, respectiv M/Z, ci că se găsesc deplasate în spre exteriorul diagramei respective cu o valoare v (aşa numita „valoare a deplasării").

Faţă de diagrama care ţine seama de această „valoare a deplasării v" se determină poziţia punctelor de ridicare a barelor din cîmp pe reazeme, în cazul armării cu bare izolate, respectiv a punctelor de întrerupere a plaselor în cazul armării cu plase suprapuse (fig. 8).

În noul DIN 1045, valoarea v depinde de modul de armare a elementelor în vederea preluării eforturilor principale de întindere (cu bare ridicate, etrieri sau cu plase separate în cîmp şi pe reazeme etc).

În cazul armării cu plase sudate separate în cîmp şi pe reazeme, $v = 1{,}5\,h_0$. În continuare, lungimea de ancorare se determină în raport cu diagrama deplasată spre exterior cu valoarea v.

Spre deosebire de prescripţiile anterioare, noul DIN 1045 permite ca la determinarea lungimii de ancorare a plaselor să se ţină seama şi de proprietăţile de aderenţă ale barelor respective.

În ceea ce priveşte înnădirea plaselor sudate, prescripţiile de proiectare pentru plase din oţel cu nervuri, valabile în R. F. Germania pînă la 31 dec. 1973 pentru oţel cu nervuri (tip KARI), precum şi cele austriece pentru oţel neted [14] prevedeau ca înnădirea pe direcţia barelor de rezistenţă să se facă prin suprapunere pe 3 ochiuri, dar nu mai puţin de 30 cm, iar pe direcţia barelor de repartiţie pe un ochi, dar nu mai puţin de 10 cm. Se recomandă, de asemenea, ca înnădirile să se facă pe cît posibil în zone de solicitări reduse.

Cu prilejul punerii în discuţie a proiectului noului DIN 1045, specialiştii firmei „Baustahlgewebe", bazîndu-se pe o serie de încercări efectuate [5], au propus ca în unele cazuri (armarea cu plase suprapuse a plăcilor armate cruciş) lungimea de înnădire pe direcţia barelor de rezistenţă să se reducă la 2 ochiuri (cum de altfel se prevede în prescripţiile din ţara noastră şi din Franţa, în timp ce în cele sovietice şi americane se admit şi înnădirile de rezistenţă prin suprapunere pe un singur ochi).

Ediţia definitivă din ianuarie 1972 a noului DIN 1045 nu numai că nu prevede nici un caz de reducere a valorilor lungimilor de suprapunere faţă de prescripţiile anterioare ci, din contra, introduce o serie de prevederi noi, care, în multe cazuri, conduc la o mărire apreciabilă a lungimii de suprapunere, în general, şi, în mod deosebit, la plasele din bare netede sau amprentate. Astfel, vechea valoare a lungimii de suprapunere pe 3 ochiuri, dar minimum 30 cm, rămîne valabilă numai pentru plase din bare simple cu diametrul pînă la 8,5 mm, respectiv cu bare duble pînă la 6,5 mm înnădite în zone unde efortul în bare nu depăşeşte 2/3 din cel capabil. În cazul înnădirii în zone de eforturi mai mari, valorile lungimilor de suprapunere se măresc corespunzător. De asemenea, în cazul plaselor din bare cu diametre mai mari, valorile cresc, putînd ajunge, în cazul plaselor din bare duble netede sau amprentate cu diametrul mai mare de 8,5 mm, dar nu mai mult de 12 mm, pînă la 5 ochiuri, dar nu mai puţin de 50 cm. A crescut, de asemenea, în unele cazuri şi lungimea de suprapunere pe direcţia barelor de repartiţie care, pentru plasele cu bare de repartiţie cu diametru de peste 6,5 mm, se ia acum de 2 ochiuri, dar nu mai puţin de 20 cm.

Noul DIN 1045 nu numai că măreşte în unele cazuri consumul de armături, ci conduce, de asemenea, la o sporire importantă a numărului de prevederi de care trebuie să ţină seama proiectantul la elaborarea planurilor de armare.

BIBLIOGRAFIE

[1] Calmanovici G. : *Utilizarea plaselor sudate în R. F. Germania.* În ,,Construcţii" nr. 3/1971

[2] **DIN** 1045 : *Beton und Stahlbetonbau.* Bemessung und Ausführung, ianuarie 1972.

[3] **DIN** 488 : Blatt 4 : *Betonstahl. Betonstahlmatten Aufbau.* aprilie 1972.

[4] Alb Messen : *Bauanleitung für die Errichtung von Gärfuttersilos.* In ,,Stahlbeton", Kassel 1963.

[5] Ernst W. : *Bemerkungen zum Zulassungsbescheid für BAUSTAHLGEWEBE KARImatten.* Düsseldorf, Verlag der Bau-Stahlgewebe, 1970.

[6] Calmanovici G. : *Utilizarea plaselor sudate la construcţii de beton armat în Austria.* În ,,Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii" nr. 4/1969.

[7] Calmanovici G. : *Plase sudate pentru beton armat. Unele probleme de proiectare şi utilizare în construcţii.* În ,,Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 2/1964.

[8] Mironenko : *Zagotovka armaturi jelezobetonnîh izdelii.* Moscova, 1970.

[9] **DIN** 488 : Blatt 1 — *Betonstahl. Begriffe, Eigenschaften, Werkkenzeichen,* aprilie 1972.

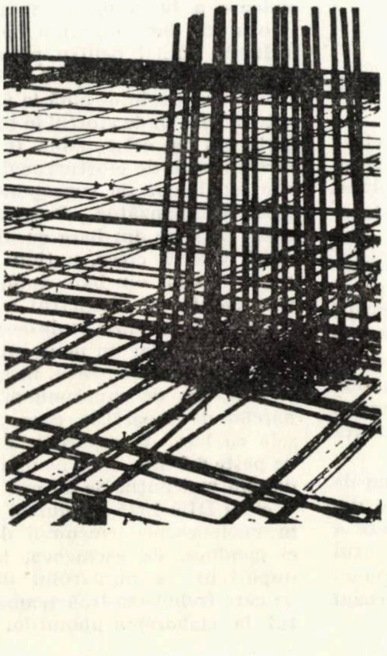
[10] **BETON-KALENDER** 1971 : Berlin — München — Düsseldorf, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, 1971.

[11] **BETON-KALENDER** 1972 : Berlin — München — Düsseldorf, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, 1972.

[12] * * * *Vorläufige Richtlinien für die Güteüberrwachung der Herstellung von punktgeschweissten Betonstahlmatten.* Fassung März, 1967.

[13] **DIN** 488 : Blatt 6 (Vornorm) — *Betonstahl ; Eignungsnachweiss und Güteüberwachung.*

[14] **ONORM B** 4200 : 4 Teil *Stahlbetontragwerke Berechnung und Ausfürung,* Viena, 1965.



NIKEX
exportă

pentru
industria
construcţiilor

VIBRATOARE:

Vibrator cu plăci
Vibrator rutier
Vibrator pentru cofraje
Vibrator pentru bare

MACARA-TURN
PENTRU
CONSTRUCŢII

cu sarcină utilă pînă la 10 t/m

BUDAPEST

Întreprindere ungară
de comerţ exterior
pentru produsele
industriei grele

1051 Budapesta V
József Nádor tér 5-6
UNGARIA

Telefoane: 183-880
185-960
P.O Box 128, Budapseta 5
Telex: 22 49 71

PUBLICOM

RECENZII

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИИ НА МАКРОПОРИСТЫХ ЛЁССОВЫХ ГРУНТАХ

Proiectarea şi executarea construcţiilor pe pămînturi loessoide macroporice.

Materialele consfăturii tehnico-ştiinţifice de la Barnaul, iunie 1972 Barnaul, Ed. Altaiskoe Knijnoe Izdatelstvo, 1972, 159 pag.

În luna iunie 1972, s-a ţinut în Siberia, la Barnaul, o consfătuire cu privire la proiectarea şi executarea construcţiilor pe terenuri loessoide, destinată în principal unui schimb de experienţă pentru constructorii din regiunea Altai, unde loessurile sînt foarte răspîndite. Expuneri rezumative pentru 34 referate prezentate la consfătuire sînt incluse în volumul recenzat.

Deşi este vorba de o consfătuire regională, materialele cuprinse în volum prezintă interes pentru specialiştii din ţara noastră, dat fiind numeroasele probleme examinate în cadrul consfătuirii şi care au multe aspecte similare celor întîlnite şi la construcţiile pe loessuri în România.

Din materialele expuse rezultă că fundaţiile pe piloţi bătuţi au căpătat o foarte largă aplicare în construcţia de locuinţe, industrială şi agricolă în Siberia. Într-o serie de mari oraşe (Novosibirsk, Barnaul, Omsk, Krasnoiarsk etc), aproape toate construcţiile de locuit cu multe etaje, din cărămidă, sau din panouri prefabricate, aşezate pe terenuri loessoide, sînt fundate pe piloţi bătuţi. Pentru loessurile de tip A (care nu se tasează sub sarcina geologică) şi în cazul prezenţei sub ele a unui strat rezistent, piloţii bătuţi constituie o soluţie foarte economică. Ei pot fi folosiţi şi fără să străbată integral stratele de loess, cu condiţia ca tasarea prin umezire a stratelor rămase nestrăbătute să nu prezinte, conform calculelor, tasări suplimentare prin umezire mai mari ca 3–4 cm.

La Barnaul, construcţiile pînă la 5 etaje se fundează pe fundaţii continue, după prealabila compactare prin batere, pînăla o îndesare de 1,6 t/m^3, pe 1,5–2 m sub talpa fundaţiei, a terenului loessoid. Pentru construcţii de locuinţe cu 7–9 etaje sau mai multe se folosesc piloţi prefabricaţi cu secţiunea 30×30 cm sau 35×35 cm şi lungimi de 7–11 m.

O bună compactare a terenului asigură comportarea satisfăcătoare a construcţiei chiar în cazurile cînd se produce umezirea terenului. Dacă nu se realizează compactarea integral sau calitatea ei este necorespunzătoare, accidente sînt posibile şi se semnalează mai multe cazuri de construcţii degradate în urma unor accidente la reţelele hidroedilitare.

Pentru construcţiile rurale cu 1–3 etaje, în zona Altai se foloseşte curent, în locul compactării prin batere cu placa grea, fundarea pe piloţi bătuţi scurţi cu goluri sau piloţi piramidali de 1,5 m, ceea ce asigură o reducere substanţială a costului şi simplificarea lucrărilor de construcţie.

Fundaţii pe piloţi bătuţi s-au utlizat şi pentru loessuri mai groase, lungimea piloţilor ajungînd pînă la 20 m. La uzina metalurgică din Siberia de Vest, la uzinele de aluminiu de la Krasnoiarsk şi Bratsk, s-au bătut în total peste 160.000 astfel de piloţi în terenuri loessoide sensibile la umezire.

O îndelungată experienţă a demonstrat că teama de a construi din panouri mari pe loessuri nu este justificată. Au fost semnalate puţine cazuri de degradări de construcţii. Prin măsurile luate de rigidizare a construcţiilor cu ajutorul centurilor, se asigură rămînerea în consolă pe 8 m fără prejudicierea construcţiei.

S-a aplicat cu succes metoda ,,ştanţării'' gropilor de fundaţie, ajungîndu-se la fundaţii cu portanţa 30–80 t. Executarea fundaţiilor în gropi ştanţate constă din formarea gropii de fundaţie prin batere cu un mai de forma respectivă (după îndepărtarea stratului vegetal) şi turnarea blocului de fundaţie fără cofraj. S-au executat gropi cu suprafaţa pînă la 1,77 m^2. Încercări efectuate pe astfel de fundaţii au evidenţiat considerabila lor eficienţă. Ele permit mărirea încărcărilor pînă la 4–6 kg/cm , cu menţinerea tasărilor, chiar în cazul unei umeziri intense, în limitele a 2–3 cm.

La Novosibirsk s-au făcut încercări cu privire la piloţii bătuţi, consolidaţi la partea superioară cu un cap lărgit. Este vorba de piloţi prefabricaţi de beton armat, cu secţiunea 30 × 30 cm, lungime 6–10 m. Prin batere cu o piesă specială, prevăzută cu un gol care să corespundă capului pilotului, zona între piloţi a fost compactată pe cel puţin 1 m grosime. De capul pilotului a fost apoi ataşat un disc de beton armat cu diametrul de 130 cm. Încercările au evidenţiat efectul pozitiv al acestui sistem de fundare în sensul asigurării unei mai bune acţiuni în grup a piloţilor.

Dintre lucrările de cercetare menţionate ca efectuate sau ca necesare în cadrul materialelor prezentate la conferinţă merită de asemenea, relevate cele cu privire la unele aspecte ale prospecţiunilor specifice terenurilor loessoide. Astfel, studii comparative au adus elemente faptice suplimentare în confirmarea unor aspecte semnalate şi mai înainte, şi anume : modulii de deformaţie determinaţi pe teren, prin încercări pe placă, sînt de 2–5 ori mai mari decît cei rezultaţi din încercările edomceetri. Tasările plăcilor sînt de 1,5–2 ori mai mici decît cele prognozate prin încercările de laborator şi considerînd zona activă egală cu 1,5 ori lăţimea fundaţiei (plăcii de încărcare); prelevarea de probe din loessuri cu ştuţuri înfipte prin batere sau presare sau cu ştuţurile speciale înfipte prin vibrare nu asigură menţinerea structurii naturale : se constată îndesări de 0,06–0,12 g/cm^3 faţă de greutăţile specifice aparente ale scheletului de 1,6 g/cm în monoliţi extraşi din puţuri (s-au utilizat foreze prin vibrare tip AVB–2M şi foreze rotative URB–IV şi URB–2A); determinări ale variaţiei coeficientului lui Poisson cu starea de încărcare a unor nisipuri şi unei argile prăfoase, efectuate într-un canal experimental, au evidenţiat variaţii între 0,1–0,5, în funcţie de starea de solicitare ; penetrarea statică s-a dovedit eficientă, atît pentru prognoza capacităţii portante a piloţilor, cît şi pentru evaluarea coeficienţilor de deformaţie ai pămînturilor.

Numeroasele referiri la fundaţiile pe piloţi în cazul terenurilor sensibile la umezire subliniază atenţia dată acestei probleme. Ea suscită discuţii în special sub aspectul tasărilor probabile, dacă piloţii nu străbat integral stratul de loess. În acest caz se pune problema modului cum se caracterizează sensibilitatea la umezire : de ex. se menţionează recomandarea ducerii piloţilor pînă în stratul cu sensibilitatea la umezire sub 1%; tasările mari constatate la mai multe construcţii fundate pe piloţi în oraşul Rostov pe Don se atribuie faptului că sensibilitatea la umezire a stratului în care s-au oprit piloţii a fost apreciată pentru încărcări de 2,5–3 kgf/cm^2, în timp ce presiunea pe vîrful piloţilor ajungea la 4–5,5 kgf/cm^2.

Pe unele şantiere mari se efectuează compactarea prin batere cu plăci de 5–7t, în loc de 3 t la lucrările obişnuite. Cercetarea efectului şocurilor de batere asupra zonei înconjurătoare a arătat că, în cazul unor argile prăfoase loessoide cu sensibilitatea la umezire mică sau medie, se poate considera drept nepericuloasă din punct de vedere seismic o distanţă, faţă de punctul de batere, de 10 m pentru construcţiile în stare bună şi de 15 m pentru cele în curs de construcţie sau cele care prezintă degradări.

Mai multe din materialele incluse în volum reţin atenţia şi prin faptul că fac o expunere de sinteză a ansamblului de probleme întîlnite de unitatea de prospecţiune, proiectare sau execuţie la realizarea unor construcţii de masă, de ex. ansambluri de locuinţe. Sînt expuse succint soluţiile, adoptate, dar nu se trec sub tăcere nici probleme încă nerezolvate sau cazuri de nereuşită.

Dr. ing. **R.J. Bally**
I.S.C.I.F.

СТРОИТЕЛЬСТВО НА НАБУХАЮЩИХ ГРУНТАХ

Construcţii pe pămînturi contractile

Lucrarea cuprinde tezele celor 50 de comunicări prezentate la cea de-a II-a conferinţă unională care a avut loc la Rostov pe Don în octombrie 1972 şi la care au luat parte peste 280 specialişti din 36 de oraşe din U.R.S.S. Prima conferinţă unională a avut loc la Kerci în 1961.

Comunicarea prof. S.V. Nerpin de la Institutul Agrofizic din Leningrad este consacrată cercetării naturii pămînturilor argiloase capabile de umflări şi contracţii mari şi modelării matematice a acestor fenomene, arătîndu-se posibilitatea recunoaşterii naturii lor cu ajutorul metodelor termodinamice şi a metodelor moderne de calcul.

În comunicarea prof. V.R. Ananiev şi a colaboratorilor săi se prezintă cercetările privind proprietăţile fundamentale inginero-geologice ale pămînturilor contractile şi în special rolul legăturilor structurale asupra producerii fenomenelor.

Comunicările lui I.M. Goricova şi I.F. Safohina sînt consacrate problemelor cercetării naturii fizico-chimice a pămînturilor contractile şi a metodelor de apreciere a lor, stabilite pe baza studierii timp de mai mulţi ani a diferitelor tipuri genetice de pămînturi.

Metodele actuale de studiu şi construcţie pe pămînturile contractile sînt prezentate în comunicările lui E.A. Sorocian, N.V. Boico, B.A. Kalaşnicev, în care se analizează cauzele principale ale deformaţiei construcţiilor fundate pe astfel de terenuri şi se recomandă măsurile de prevenire a acestor efecte. Comunicarea lui O.G. Liubana este consacrată măsurilor concrete (perne de nisip, piloţi scurţi cu baza lărgită ş.a.) adoptate pentru fundarea unei uzine de îngrăşăminte fosfatice.

În general, în comunicările prezentate la această manifestare de specialitate a fost analizat un cerc larg de probleme, legate de cercetarea naturii pămînturilor şi a legilor de manifestare a fenomenelor de umflare-contracţie, precum şi de studierea, proiectarea, execuţia şi exploatarea construcţiilor pe astfel de terenuri.

O serie de comunicări (E.F. Mosiacov, S.K. Arbuzova, M.V. Serebrovskaia) sînt consacrate influenţei naturii şi alcătuirii pămînturilor asupra producerii fenomenelor de umflare — contracţie; alte comunicări se ocupă de modificarea acestor proprietăţi în medii acide sau bazice (I.M. Galanz, V.M. Kabanov).

În comunicarea lui R.A. Cihiknişvili se prezintă relaţiile dintre proprietăţile hidrofizice şi fenomenele de umflare, iar în comunicarea lui G.A. Zagarova se analizează rolul factorilor climatici.

O altă serie de comunicări (V.F. Razorenev, A.A. Mustafaev, In. F. Krivonosov, G.A. Zagarova) se ocupă de deformaţiile verticale sau orizontale, punînd accent pe prognozarea lor; comunicarea lui K.S. Sadunţ tratează problema evaluării eforturilor ce apar în pămînturile argiloase în timpul contracţiei.

O preocupare deosebită a fost aceea a metodelor de îmbunătăţire sau stabilizare a pămînturilor contractile (N.G. Dobromiliskaia, F.E. Volkov, A.K. Behetov).

În fine, unele comunicări s-au preocupat de aspectele specifice ale comportării pămînturilor contractile în lucrările de drumuri (K.S. Sadunţ, In. M. Vasiliev), diguri (F.I. Emilianov) şi construcţii hidroameliorative (G.V. Abelişvili), construcţii subterane (G.R. Zavriev), sau asupra stabilităţii versanţilor (K.S. Sadunţ).

După cum se vede, gama de probleme abordate a fost foarte largă şi de un mare interes pentru cercurile de specialitate din ţara noastră.

Prof. dr. ing. **Silvan Andrei**
Institutul de construcţii Bucureşti

P. Yans
MANUEL DE RÉFÉRENCE POUR TRAVAUX PRATIQUES FORTRAN IV G.

Manual pentru lucrări practice. FORTRAN IV G.

Université de liège-Belgique, Faculté des Sciences appliquées
Éditions Derouaux, 1971

Această lucrare, ce se adresează viitorilor ingineri cu scopul de a-i pregăti în vederea unei exploatări din ce în ce mai fructuoase a calculatorului electronic programat în FORTRAN, se împarte în două părţi de şapte, respectiv şase capitole.

Cap. I se ocupă de alcătuirea generală a calculatorului: structura, organizarea etc.

Capitolul II tratează despre organigramă şi despre program.

Cap. III parcurge problemele legate de numere, caractere şi expresii în FORTRAN: constantele, variabilele, declaraţiile, istrucţiunile etc.

Cap. IV descrie problemele referitoare la intrare şi ieşire: reguli pentru o utilizare corectă, relaţia între ordinul de intrare-ieşire şi cel de FORMAT, analiza unui FORMAT de către maşină etc.

Cap. V analizează instrucţiunile de întrerupere de secvenţă: transferul GO TO, IF, DO, subprogramele.

Cap. VI detaliază subprogramele: deschise, închise, clasificare, reguli de utilizare, bibliotecă de subprograme etc.

Cap. VII se ocupă de problema controlului efectuării programlui şi de analiza erorilor: metode automate, exemple de utilizare etc.

Cap. 1 (partea a II-a) discută despre complementele programării: echivalenţe, instrucţiuni particulare de intrare-ieşire, subprograme speciale etc.

Cap. 2 tratează problema sintaxei limbajului FORTRAN: codificarea, scrierea programului şi a datelor, regulile de prioritate etc.

Cap. 3 notifică asupra funcţionării şi limbajului maşinii: organizarea memoriei, starea maşinii etc.

Cap. 4 descrie operaţiile elementare în limbaj maşină şi traducerea unor instrucţiuni FORTRAN.

Cap. 5 detaliază subprogramele şi biblioteca FORTRAN: utilizarea lor, ocuparea memoriei cu programul etc.

Cap. 6 prezintă modalităţile de convertire numerică: numere întregi, convertire în virgulă mobilă, tabele de puteri, instrucţiuni existente în plus în versiunea FORTRAN IV G faţă de FORTRAN IV etc.

Materialul prezentat este bogat ilustrat cu scheme de lucru, cu exemple şi explicaţii, cu adnotări etc. şi prin sistematica sa invită la studiu, oferind posibilitatea de a fi însuşit cu uşurinţă. Organizarea materialului este anume făcută ca în partea I să fie prezentate părţile imediat necesare, partea a doua cuprinzînd complementele programării în FORTRAN.

În ansamblul său, manualul se prezintă ca foarte util prin conţinutul său şi ca foarte plăcut prin prezentarea sa grafică.

Prof. ing. **Ion Munteanu**

CONSTRUCTORI!

CERCETĂTORI, PROIECTANŢI, MAIŞTRI, MUNCITORI!

Nu uitaţi. Numai pînă la 15 decembrie vă puteţi abona la revista voastră:

„CONSTRUCŢII"

96 lei un abonament individual. Plata în numerar, prin mandat poştal sau prin virament în contul 30.10.02.00 BNRSR — Filiala sector 4 Bucureşti.

CONTROL ŞI TRANSPORT INTEGRAT AL ELEMENTELOR PREFABRICATE DE CONSTRUCŢII

În toată lumea se prevede că activitatea de construcţii pe viitor va fi caracterizată printr-o accentuată creştere a gradului de prefabricare, şantierele transformîndu-se în aceste condiţii în locuri de asamblare şi montare a elementelor prefabricate. Drept urmare, vor apare anumite modificări specifice în fluxul tehnologic al materialelor de construcţie ce urmează a fi puse în operă, modificări ce se vor reflecta şi în economia generală a construcţiilor.

Sesizîndu-se de aceste aspecte, Institutul Naţional de Cercetare în Construcţii din Suedia a iniţiat un studiu de analiză a relaţiilor între fabrica de elemente prefabricate şi şantierul de construcţie în vederea stabilirii unui sistem matematic de control integrat al fluxului de materiale pentru a se putea determina modul optim de transport de la fabrica de elemente de construcţie la şantier. În acest context este de stabilit, în primul rînd, locul fabricii de elemente prefabricate în cadrul fluxului general de materiale. Cu cît este mai mare gradul de prefabricare a construcţiei, cu atît mai mult fluxul de materiale şi materii prime converge mai mult spre fabricarea de elemente prefabricate, iar de aici spre şantier vor circula numai produse finite sau semifinite : Fazele specifice ale transportului de la fabrică la şantier sînt :

— depozitarea elementelor gata finite la fabrică ;

— încărcarea elementelor pe vehicule de transport speciale ;

— transportarea de la fabrică la şantier ;

— descărcarea şi

— montajul elementelor pe şantier.

În Suedia se utilizează în special elemente prefabricate plane (fîşii şi panouri) şi se livrează seturi de panouri pentru camere întregi, sistemul de elemente spaţiale pentru camere fiind încă nefolosit. În consecinţă, studiul sus-menţionat se referă numai la sistemele curent uzitate în Suedia, cifrele respective fiind considerate date medii specifice pentru o categorie de sisteme.

Din cercetarea efectuată a rezultat, în primul rînd, că timpul efectiv folosit pentru montajul elementelor respective variază între 47—57% din timpul de execuţie. Dăm mai jos defalcarea, în procente, a timpului pentru diverse operaţiuni, manipulări şi întreruperi în cazul folosirii panourilor mari şi a seturilor de panouri pe camere, cu observaţia că timpul total (100%) nu este egal ca durată, utilizarea seturilor ducînd incontestabil la o productivitate superioară şi deci la scurtarea duratei de execuţie faţă de celelalte sisteme. Ponderile procentuale respective sînt :

Operaţiunea	Sistem : panouri mari	Sistem : seturi de panouri mari/camere
— Montajul	47,3	57,1
— Schimbări obligatorii ale macaralelor şi ale altor utilaje de ridicat	3,0	5,7
— Reparaţii şi lucrări de întreţinere zilnice la macarale	6,2	8,1
— Aşteptarea furnizării elementelor de la fabrică	2,2	3,6
— Completarea operaţiunilor pregătitoare	8,3	1,1
— Ridicarea mortarului, containerelor etc. la locul montajului	19,1	5,4
— Pauze	11,5	11,8
— Deplasări pe şantier	2,4	1,5
— Opriri de lucru	—	5,7
	100,0	100,0

Pentru transportul de la fabrică la şantier, ambele sisteme utilizează, de obicei, treilere tractate, remorcile respective fiind detaşate de tractor atît la fabrică, cît şi pe şantier. În unele cazuri s-a încercat şi montajul cît mai rapid fără decuplarea remorcilor, rezultatul fiind însă neavantajos, deoarece timpul de tractor este de 4—5 ori mai preţios decît cel al remorcii şi deci este mai ieftin de a detaşa treilerul remorcat şi de a folosi tractorul la mai multe transporturi în timpul staţionării remorcii. Luînd în considerare acest din urmă sistem, timpul de funcţionare a tractorului se defalcă în principiu astfel :

	Sistem: panouri mari	Sistem: seturi de panouri mari/camere
— Timpul necesar la fabrica de prefabricate	46%	44%
— Transportul de la fabrica de la şantier	33%	32%
— Timpul de staţionare pe şantier	21%	24%
	100%	100%

De aici rezultă, că, în general, tractoarele staţionează în fabrică sau pe şantier peste 65% din timpul lor nominal de exploatare. Din această cauză se studiază posibilităţile de îmbunătăţire a sistemelor de transport, înţelegîndu-se prin „sistem de transport" atît componentele fizice, cît şi organizarea şi controlul funcţionării componentelor fizice. În acest sens trebuie analizate aspectele calitative şi cantitative pentru atingerea următoarelor obiective principale :

— creşterea rapidă a capacităţii sistemului respectiv ;

— utilizarea variată şi complexă a echipamentului ce formează sistemul considerat.

Ţinînd seama de diverse posibilităţi de folosire a unor mijloace de transport uzuale ca, de exemplu, camioane obişnuite, încărcătoare laterale, platforme detaşabile, treilere cu şa, platforme basculante etc. s-au calculat costurile de transport/tone km şi s-a constatat că, în cadrul aceluiaşi sistem de transport, costul unitar de transport este invers proporţional cu distanţa de transport.

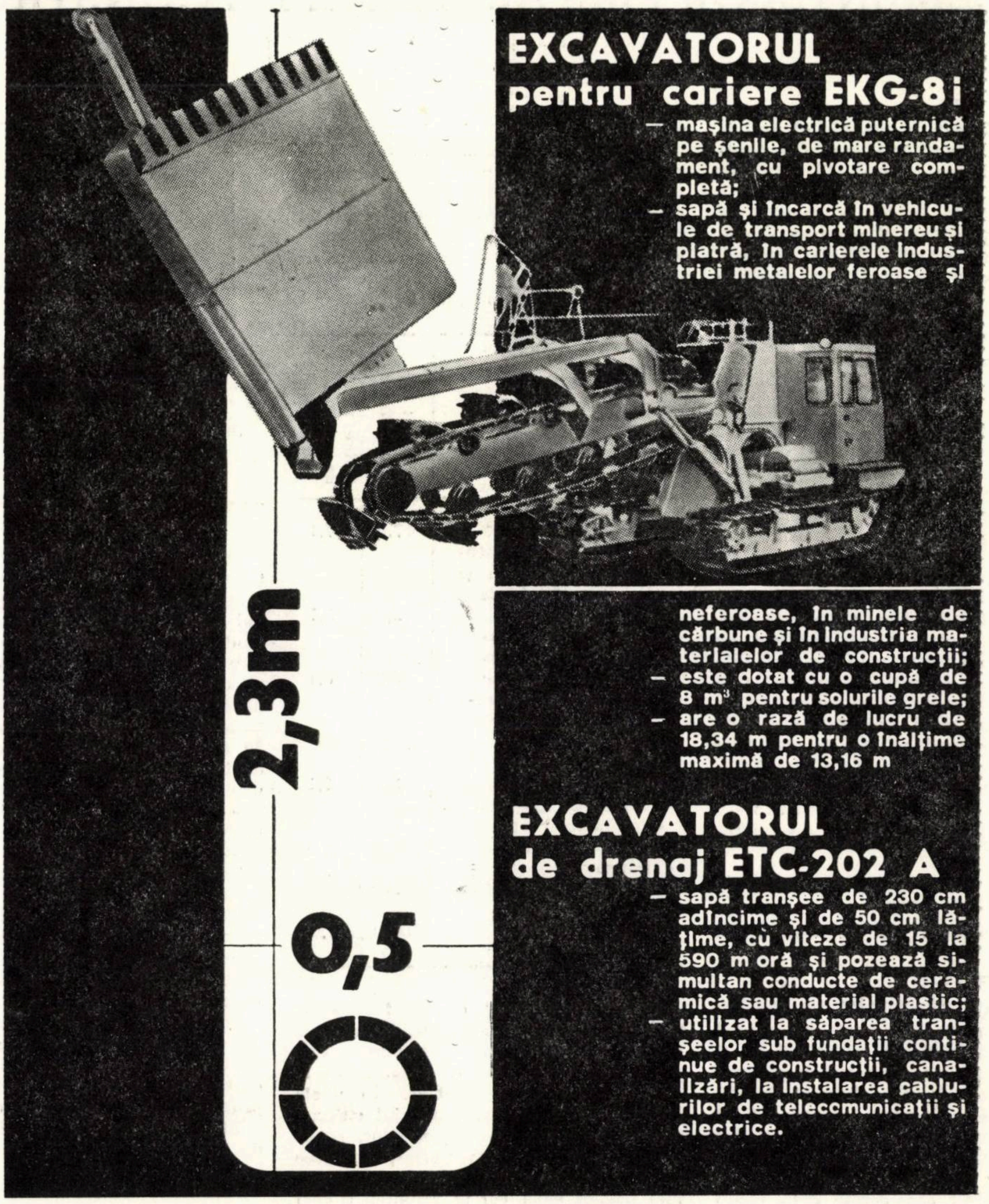
Studiul suedez constituie un exemplu de analiză ştiinţifică a unor operaţiuni legate de activitatea de construcţii, utilizîndu-se metoda denumită „logistică", care poate fi aplicată în mod mai general şi pentru analiza altor faze de execuţie a construcţiilor.

După **National Swedish Building Research Summaries** (Stockholm) R 51: 1972

MŰSZAKI KÖNYVTÁR
883

MACHINOEXPORT

☎ 147-15-42 SSSR MOSKVA 117330 7207 MOSKVA V-330

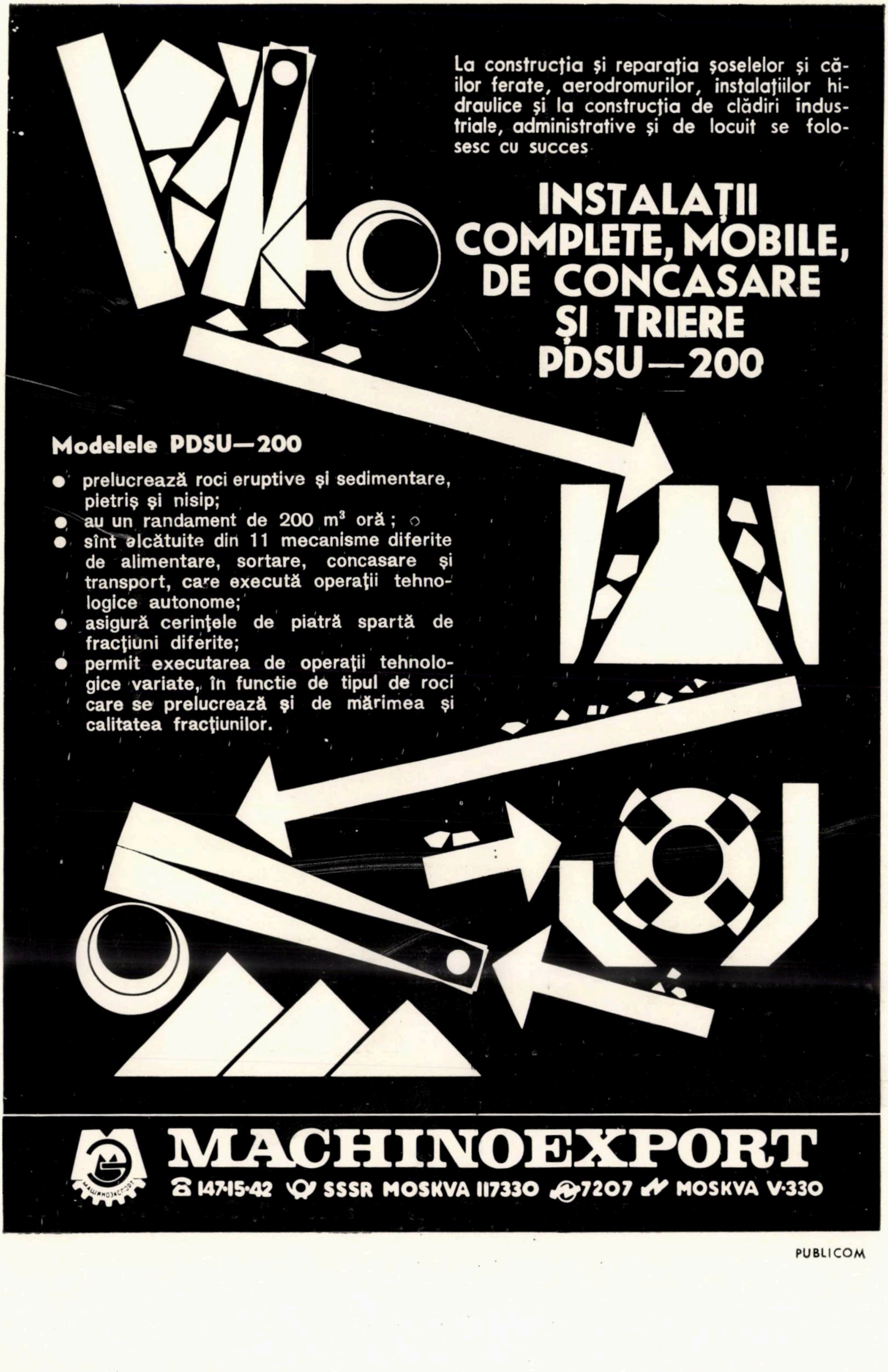


EXCAVATORUL
pentru cariere EKG-8i

- maşina electrică puternică pe şenile, de mare randament, cu pivotare completă;
- sapă şi încarcă în vehicule de transport minereu şi piatră, în carierele industriei metalelor feroase şi neferoase, în minele de cărbune şi în industria materialelor de construcţii;
- este dotat cu o cupă de 8 m^3 pentru solurile grele;
- are o rază de lucru de 18,34 m pentru o înălţime maximă de 13,16 m

EXCAVATORUL
de drenaj ETC-202 A

- sapă tranşee de 230 cm adîncime şi de 50 cm lăţime, cu viteze de 15 la 590 m oră şi pozează simultan conducte de ceramică sau material plastic;
- utilizat la săparea tranşeelor sub fundaţii continue de construcţii, canalizări, la instalarea cablurilor de telecomunicaţii şi electrice.



La construcţia şi reparaţia şoselelor şi căilor ferate, aerodromurilor, instalaţiilor hidraulice şi la construcţia de clădiri industriale, administrative şi de locuit se folosesc cu succes

INSTALAŢII
COMPLETE, MOBILE,
DE CONCASARE
ŞI TRIERE
PDSU—200

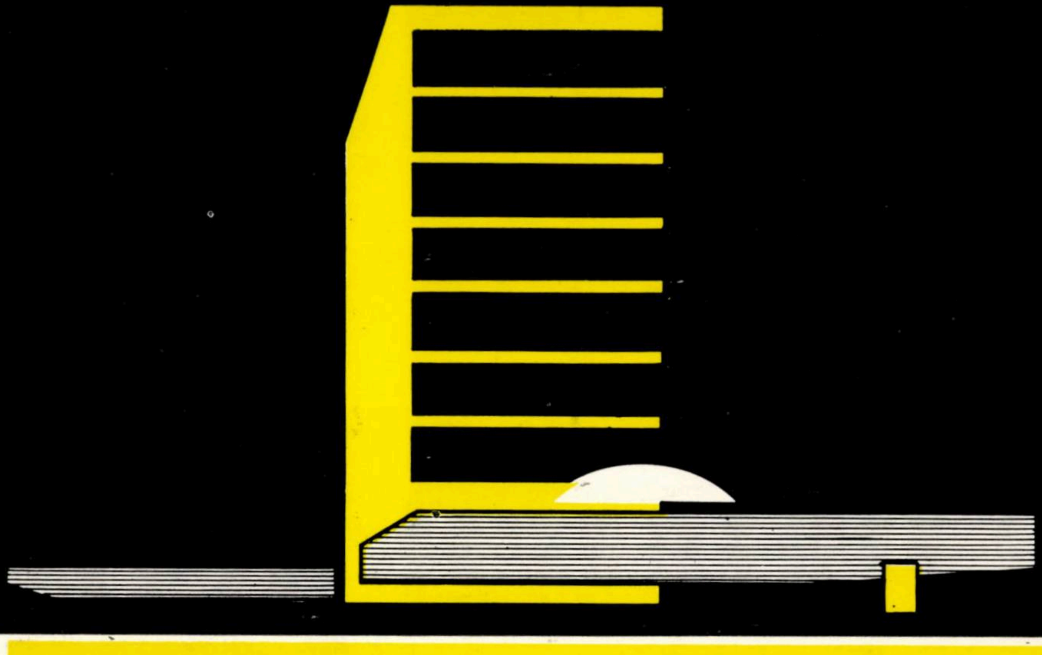
Modelele PDSU—200

- prelucrează roci eruptive şi sedimentare, pietriş şi nisip;
- au un randament de 200 m³ oră;
- sînt alcătuite din 11 mecanisme diferite de alimentare, sortare, concasare şi transport, care execută operaţii tehnologice autonome;
- asigură cerinţele de piatră spartă de fracţiuni diferite;
- permit executarea de operaţii tehnologice variate, în functie de tipul de roci care se prelucrează şi de mărimea şi calitatea fracţiunilor.

MACHINOEXPORT

☎ 147-15-42 SSSR MOSKVA 117330 7207 MOSKVA V-330

PUBLICOM



1974 FEB 13

ENGINEERING

surveys • design • assistance industrial and civil work • erection mechanical and electrical installations

ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCŢII-MONTAJ
ROMANIAN CONSTRUCTION AND ERECTION COMPANY

ARCOM

91—93, Calea Victoriei, sector 1, Bucharest, ROMANIA
Telephone: 14.98.33 Telex: 490
Telegrams: ARCOM—Bucharest

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1973, conform aprobării D.P.D.P. nr: 137/578/1973

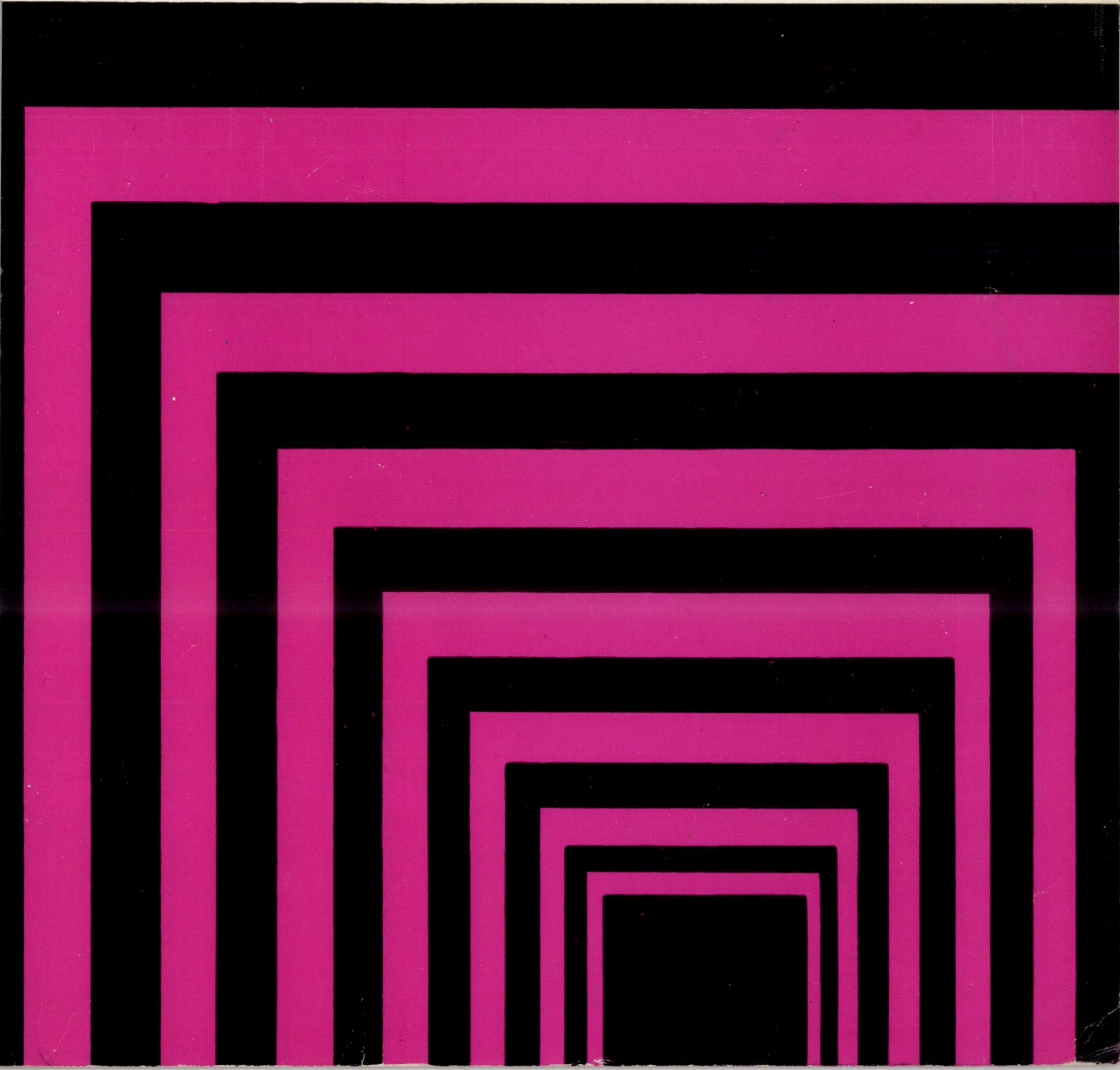
E1688

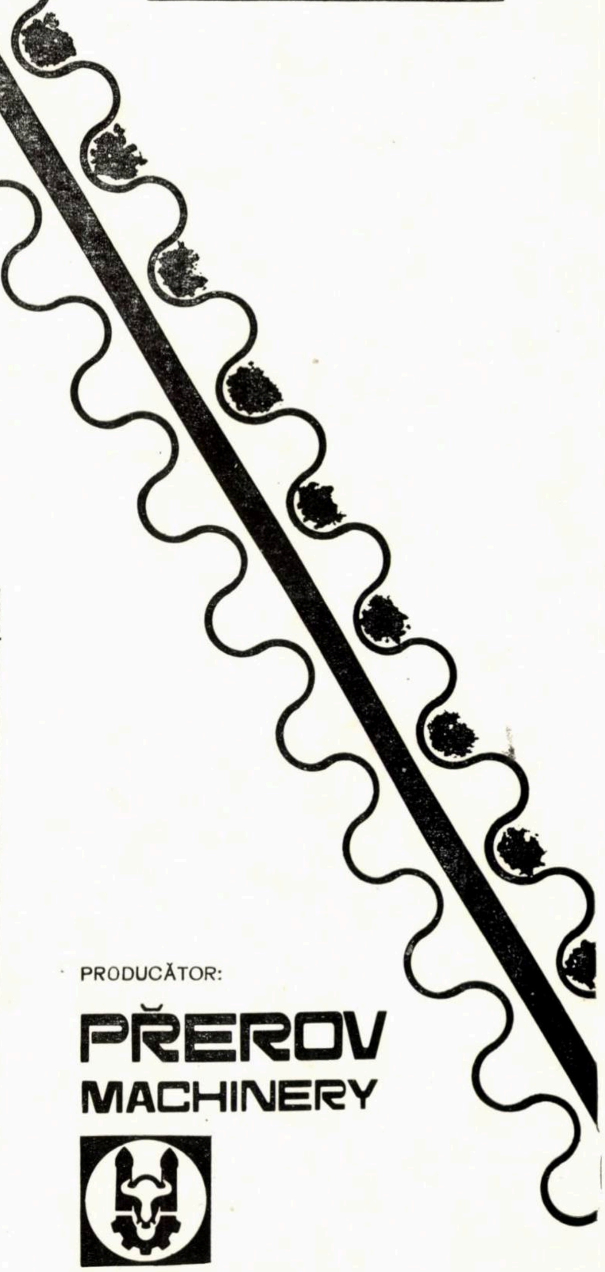
R

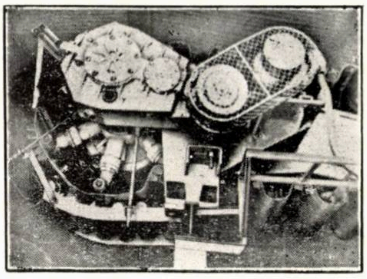
CONSTRUCȚII

REFERÁLVA

11 □ 1973







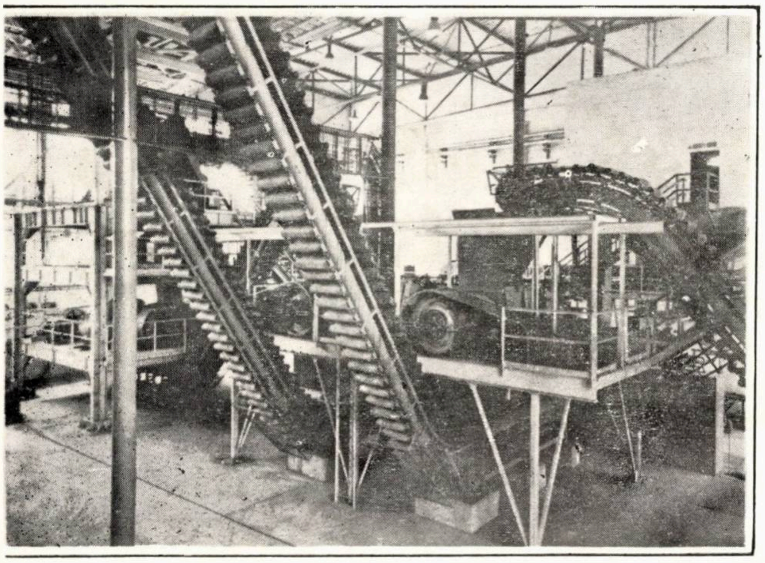
ECONOMIE DE SPAŢIU

se realizează cu această instalaţie pentru prepararea materiei brute într-o fabrică de cărămizi din Cehoslovacia. Instalaţia constă din două linii tehnologice paralele, care funcţionează alternativ, avînd fiecare o producţie de 30 t/h.

Instalaţia impresionează de la prima vedere prin structura unică, autoportantă, a conveierului.

Conveierele tip SD cu pantă repede

facilitează, printr-o înclinare într-un unghi neobişnuit de mare (45° la 60°), o exploatare mai economică a spaţiului de lucru—cu peste o treime faţă de conveierele clasice.



Cel mai interesant este însă principiul de funcţionare a instalaţiei. Materialul este transportat în buzunarele formate din faldurile benzii transportoare. La punctul de descărcare, banda se întinde şi faldurile dispar, banda fiind curăţată, în acelaşi timp, printr-un dispozitiv brevetat, simplu dar foarte eficace. Aceasta prezintă un mare avantaj cînd se lucrează cu materiale aderente.

Proiectanţii noştri ştiu cum să pună în practică cu promptitudine orice noutate tehnică. Iată de ce toate instalaţiile complete, liniile tehnologice de producţie ca şi utilajele separate, livrate de Pragoinvest pentru industria cărămizilor, sînt totdeauna în fruntea progresului industrial contemporan.

PRODUCĂTOR:

PŘEROV MACHINERY

EXPORTATOR:

pragoinvest

Praga 9, Ceskomoravska 23
CEHOSLOVACIA

PUBLICOM

CONSTRUCȚII

Nr. 11/1973
ANUL XXV

CUPRINS

Ing. Dan HUBER, ing. Horia GEORGESCU
Hale industriale etajate integral prefabricate cu îmbinări umede pe trei direcții 1 R

Ing. Alexandru POP
Dimensionarea economică a betonului armat. Elemente solicitate la compresiune excentrică dreaptă 6 R

Ing. Einar KEINTZEL
Despre conlucrarea spațială a diafragmelor ortogonale 17 C

Dr. ing. Radu MARINOV
Considerații privind rigiditatea la încovoiere a nucleelor din beton armat pentru clădiri înalte 21 R

Dr. ing. Ion BRÎNZAN, ing. Enric RUBER, ing. Georgeta POPESCU, ing. Mihai BARBAIANI
Realizarea unui bloc experimental din panouri mari îmbinate prin precomprimare pe verticală 26 R

Prof. dr. ing. Dan GHIOCEL, ing. Dan FRANGOPOL
Asupra evaluării probabilității de cedare plastică a structurilor 33 R

Conf. dr. ing. Gheorghe DUȚĂ, ing. P. STOENESCU, ing. M. POPESCU, ing. G. STOICAN
Contribuții privind îmbunătățirea metodologiei de calcul al aporturilor de căldură din exterior 41 R

Ing. Lucian KLODNISCHI, ing. Dan CONSTANTINESCU
Puncte de vedere privind prescripțiile cuprinse în STAS 6648 1,2 — 70 48 C

Ing. Nicolae BUCUR, prof. dr. ing. Radu AGENT
Soluții constructive specifice silozurilor din fabricile de ciment, utilizate în România 51 C

CRONICA

Silozuri (Simpozionul I.A.S.S. de la Wroclaw, iunie 1973) 53

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACŢIE:

Ing. EMILIAN BAICULESCU

Acad. prof. ing. ŞTEFAN BĂLAN

Acad. prof. ing. AUREL BELES

Ing. TRAIAN BIGAN

Ing. CĂLIN DAN

Prof. ing. RĂDUCANU CIOROIU

Prof. dr. ing. DAN F. DUMITRESCU

Ing. VASILE DUMITRESCU

Ing. DINU ELIADE

Dr. ing. IOAN FĂCĂOARU

Prof. dr. ing. VIRGIL FOCŞA

Ing. DAN GHIŢESCU

Ing. MIRCEA IATAN

Ing. PANAIT IONESCU

Ing. NICOLAE LASZLO

Prof. ing. DAN MATEESCU

Ing. HERCULE MĂNESCU

Prof. ing. MIRCEA MIHAILESCU

Ing. ION NEAGU

Ing. RADU NEGRU

Ing. DINU NICULESCU

Ing. TUDOR PATELLI

Ing. MIRCEA POPOVICI

Ing. MIHAI RAMBA

Ing. ŞTEFAN RĂDVAN

Ing. MIRCEA SIMNICEANU

Prof. ing. ION STĂNCULESCU

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU

Ing. ADRIAN STĂNESCU

Ing. ARA TACORIAN

Ing. I. TORINGHIBEL

Ing. ION VASILESCU

Ing. MIRCEA VERNESCU

Ing. PETRU VERNESCU

REDACTOR RESPONSABIL:

Ing. MIRCEA LUPAN

EDITORI:

MINISTERUL CONSTRUCŢIILOR INDUSTRIALE

ADMINISTRAŢIA:

CENTRUL DE DOCUMENTARE
PENTRU CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ
ŞI SISTEMATIZARE
Bd. 1848 nr. 10

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuţa poştală nr. 2980. Of. poştal 22, Telefon: 16 49 14

ŞEFUL REDACŢIEI: *Alexandru Ţinţăreanu*

REDACTORUL EDIŢIEI: *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACŢIE: *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I.P. Informaţia — str. Brezoianu nr. 23 — Bucureşti

ABSTRACTS

D. HUBER, H. GEORGESCU : Storied industrial halls integrally precast with three-direction wet joints

The paper presents the design of a storied hall for the chemical industry, having the structure made of prefab reinforced concrete units.

The novelty of this solution consists in the jointing of the main structural elements. This jointing is made at the knots, the pillars being sectioned according to the number of floors; thus the structure is made, with its knots, just like a monolith reinforced concrete one. The advantages of this solution consist in the easiness of the execution (assembling) and, especially, in the possibility of correcting the errors of manufacturing and assembling the precast units.

A. POP : Economical sizing of reinforced concrete. Elements subjected to straight off-centre compression

Interaction diagrams for off-centre compression are given, as well as indications and examples concerning their use with a view to sizing economically the reinforced concrete sections subjected to off-centre compression.

E. KEINTZEL : Spatial co-operation of orthogonal diaphragms

The favorable effect of spatial co-operation of orthogonal diaphragms when taking over the horizontal loads in high-rise buildings is pointed out. The computation method here used is also extended to determining the width of co-operation of the reinforced concrete diaphragm base.

R. MARINOV : Contributions concerning the rigidity to bending of the reinforced concrete cores for high-rise buildings

The structures of resistance for high-rise buildings with monolith reinforced concrete core offer important advantages as regards their rigidity against bending and twisting as compared with framed or diaphragmed structures. To determine the rigidity to bending, the author presents the way of co-operation between the core walls, parallel with the bending plan, and the transverse walls, in case when these latter are provided with two rows of symmetric openings.

It results that the core spatial co-operation depends on the webs' rigidity, on the location of the openings against the walls in the bending plan and on the total height of the core. It follows also that the core's rigidity varies markedly in terms of the mentioned parameters and that account must be taken of the additional load of the webs due to the spatial co-operation effect.

I. BRÎNZAN, E. RÜBER, G. POPESCU, M. BARBAIANI : Execution of a test building of large panels joined by vertical prestressing

The authors present the aspects and principal conclusions concerning the design and execution of a four-storied test building made of large panels joined by vertical prestressing.

The vertical prestressing was applied at the intersections of the orthogonal walls in two variants : the first, with ∅24 mm high-quality steel rods (τ_r 9,000 kg/cm^2) with threaded ends completed by screw nuts, and the second, with SBP 12 ∅ 5 bundles.

The execution of the test structure proved that the vertical prestressing of the buildings made of large panels can be carried out in good conditions in both variants.

The jointing system by prestressing confers to this kind of building an enhanced security to seismic stress and leads to an important saving of materials and labour, both in the factory and on site, as compared with the traditional jointing system on the perimeter of panels.

D. GHIOCEL, D. FRANGOPOL : Evaluating the probability of plastic collapse of structures

An accurate and two approximate methods are formulated for evaluating the probability of plastic collapse of structures. Both loads and plastic moments of the critical sections are random variables and the collapse of the structure could occur by any of the plastic collapse mechanisms corresponding to a certain specified loading condition. The paper points out various qualitative aspects, illustrated by the evaluation of the probability of plastic failure of a metal portal frame, of the influence due to the degree of correlative dependence between loads and yield strengths, each separately considered, on the probability of plastic collapse of structures.

N. BUCUR, R. AGENT : Specific constructive solutions for cement-mill silos used in Romania

The paper shows the functional features of the main types of silos existing in the cement industry when the dry fabrication technology is used, and how these features have determined specific constructive solutions. This is the text of a paper presented at the I.A.S.S. Wroclaw symposium on silos (June, 26—28, 1973).

RÉSUMÉS

D. HUBER, H. GEORGESCU : Halls industriels étagés entièrement préfabriqués, à joints humides en trois directions

L'article présente le projet d'un hall étagé, pour l'industrie chimique, à structure en éléments de béton armé préfabriqués.

La nouveauté de la solution consiste dans le jointage des éléments principaux de la structure. Leur jointage est accompli dans les noeuds, les poteaux étant tronçonnés sur chaque niveau : ainsi, la structure avec ses noeuds sera identique à une structure en éléments de béton armé monolithe. Les avantages de cette solution consistent dans la facilité d'exécution (montage) et surtout dans la possibilité de corriger les erreurs de confection et de montage des préfabriqués.

A. POP : Dimensionnement économique du béton armé. Eléments sollicités à la compression excentrique droite

L'article expose des ,,diagrammes d'interaction'' pour compression excentrique, ainsi que des renseignements et des exemples concernant leur emploi en vue du dimensionnement avantageux des sections en béton armé solicitées excentriquement.

E. KEINTZEL : Sur la coopération spatiale de diaphragmes orthogonaux

On met en évidence l'effet favorable de la coopération spatiale des diaphragmes orthogonaux à la prise des charges horizontales qui agissent dans les hauts bâtiments. La méthode de calcul employée est aussi élargie à determiner la largeur de coopération des semelles des diaphragmes en béton armé.

R. MARINOV : Au sujet de la rigidité à la flexion des noyaux en béton armé pour hauts bâtiments

Les structures de résistance pour hauts bâtiments à noyau monolithique en béton armé offrent des avantages importants quant à la rigidité à la flexion et à la torsion, comparées aux structures en cadres ou diaphragmes. Pour déterminer la rigidité à la flexion, on présente la manière de coopérer des parois du noyau, parallèles au plan de flexion, aux parois transversales, en cas où ces dernières sont munies de deux rangs de creux symétriques.

Il résulte que la coopération spatiale du noyau dépend de la rigidité des linteaux, de la position des creux vis-à-vis des parois du plan du noyau. Aussi, il résulte que la rigidité du noyau varie sensiblement en fonction des paramètres mentionnés et qu'il faut tenir compte de la sollicitation supplémentaire des linteaux grâce à l'éffet de coopération spatiale.

I. BRÎNZAN, E. RÜBER, G. POPESCU, M. BARBAIANI : Immeuble expérimental en grands panneaux joints par précontrainte verticale

On présente les aspects et conclusions principales concernant l'établissement du projet et l'exécution d'un immeuble expérimental rez-de-chaussée + 4 étages en grands panneaux joints par précontrainte verticale.

La précontrainte sur verticale du dit immeuble a été faite dans les points d'intersection des parois orthogonales en deux versions : (a) à barres Ø 24 mm en acier de qualité supériere (τ_r 9000 kg/cm^2), filetées aux bouts et continuisées à l'aide d'écroux, et (b) à faisceaux SBP 12 Ø5.

L'exécution de cet immeuble expérimental a démontré que la précontrainte verticale des bâtiments en grands panneaux peut être appliquée en bonnes conditions tant dans une version que dans l'autre.

Le système de jointage par précontrainte confère à ce genre de bâtiment une plus grande sécurité face à l'action sismique, et conduit à une économie substantielle en matériaux et main d'oeuvre, tant en usine que sur chantier, par rapport au système de jointage classique sur le contours des panneaux.

D. GHIOCEL, D. FRANGOPOL : Sur le calcul de la probabilité de flexion plastique des structures

Une méthode exacte et deux approximatives sont formulées pour déterminer la probabilité de flexion plastique des structures. Les méthodes peuvent être employées dans le cas ou les charges, aussi bien que les moments plastiques des sections critiques sont des variables aléatoires et la flexion de la structure peut être engendrée par n'importe quel mécanisme capable de déclencher le fléchissement correspondant à un état de charge. On met en évidence les divers aspects à caractère qualitatif, illustrés à l'aide de l'analyse de la sécurité d'un cadre-portail en acier, ainsi que de l'influence de la dépendence corrélative entre les charges et des moments plastiques sur la probabilité de flexion plastiques des structures.

N. BUCUR, R. AGENT : Solutions constructives spécifiques employées en Roumanie pour les silos de cimenterie

Les auteurs exposent les caractéristiques fonctionnelles des principaux types de silos spécifiques à l'industrie du ciment, dans la technologie de fabrication à sec, et la manière dont celles-ci ont déterminé des solutions constructives propres. L'article représente une communication faite au symposium I.A.S.S. de Wroclaw (Pologne) (26—28 Juin 1973) ayant ,,Les Silos'' comme sujet.

ZUSAMMENFASSUNGEN

D. HUBER, H. GEORGESCU : Gänzlich vorgefertigte, mehrstockhohe Industriehallen mit feuchten Verbindungen in drei Richtungen

Im Beitrag wird der Entwurf einer mehrstockhohen Halle für die chemische Industrie behandelt, welche aus vorgefertigten Stahlbetonteilen ausgeführt wurde.

Die Neuheit der Lösung besteht in der Lösung der Frage der Verbindung der Hauptteile des Tragwerkes. Die Verbindung derselben erfolgt an den Knoten, wobei die Säulen stockwerkhoch ausgeführt werden ; auf diese Weise wird das Tragwerk wiederhergestellt, samt dessen Knoten, u.zw. welches gleich einem Tragwerk aus monolithischen Stahlbetonteilen ist. Die Vorteile der Lösung bestehen in der leichten Ausführung (Montage) und insbesondere in der Möglichkeit der Ausbesserung der bei der Herstellung und Montage der Fertigteile entstandenen Ungenauigkeiten.

A. POP : Die wirtschaftliche Bemessung des Stahlbetons. Auf geraden exzentrischen Druck belastete Bauteile

Im Beitrag werden ,,Wechselbeziehungsdiagramme” für exzentrischen Druck aufgezeigt, als auch Anweisungen und Beispiele uber deren Anwendung zur wirtschaftlichen Bemessung der Stahlbetonquerschnitte, welche einer exzentrischen Druckbelastung augsesetzt sind.

E. KEINTZEL : Über die räumliche Zusammenwirkung der orthogonalen Scheiben

Es wird die günstige Wirkung der räumlichen Zusammenwirkung der orthogonalen Scheiben bei der Übernahme der horitzontalen Lasten welche im Rahmen von Hochbauten wirken, hervorgehoben. Die angewandte Rechenmethode wird auch auf die Bestimmung der Zusammenwirkungsbreite der Scheibensohlen aus Stahlbeton erweitert.

R. MARINOV : Beiträge zur Biegesteifigkeit der Stahlbetonkerne für Hochbauten

Die Tragwerke für Hochbauten mit monolithischem Stahlbetonkern weisen bedeutende Vorteile vom Gesichtspunkt der Biege- und Verwindesteifigkeit gegenüber den Tragwerken mit Rahmen oder Scheiben auf. Zur Bestimmung der Biegesteifigkeit wird die Zusammenwirkungsart der parallel zur Biegeebene gelegenen Kernwände mit Querwänden aufgezeigt, u.zw. falls die Letztere mit zwei Reihen von symmetrischen Öffnungen versehen sind.

Daraus folgt, dass die räumliche Zusammenwirkung des Kernes von der Steifigkeit der Sturzbalken, von der Lage der Öffnungen gegenüber den in der Biegeebene gelegenen Wänden und von der Gesamthöhe des Kernes abhängt. Desgleichen folgt darauss, dass die Kernsteifigkeit in Abhängigkeit von den erwähnten Merkmalen bedeutend schwankt und dass die zusätzliche Belastung der Sturzbalken als Folge des räumlichen Zusammenwirkungseffektes in Betracht gezogen werden muss.

I. BRÎNZAN, E. RÜBER, G. POPESCU, M. BARBAIANI : Ausführung eines Versuchshochhauses aus durch senkrechter Vorspannung verbundenen Grosstafeln

Es werden die Fragen und die hauptsächlichsten Schlussfolgerungen im Zusammenhang mit dem Entwurf und der Ausführung eines Versuchshochhauses Erdgeschoss +4 Stockwerke besprochen, welches aus durch senkrechte Vorspannung verbundenen Grosstafeln ausgeführt wurde.

Die senkrechte Vorspannung des Versuchshochhauses erfolgte in den Schnittpunkten der Orthogonalwände in zwei Alternativen : über 24 mm Ø-Stangen aus Edelstahl ($\tau_r = 9000$ kg/cm^2), an den Enden mit Gewinden versehen und mit Muttern und SBP 12 ∅ 5-Bündeln kontinuierlich verbunden.

Die Ausführung des Versuchshochhauses ergab, dass die senkrechte Vorspannung der aus Grosstafeln hergestellten Gebäude in beiden Alternativen unter guten Bedingungen ausgeführt werden kann.

Das Verbindungssystem durch Vorspannung verleiht den aus Grosstafeln ausgeführten Gebäuden eine erhöhte Sicherheit gegen seismische Bewegungen und bedingt wichtige Material- und Arbeitseinsparungen sowohl im Werk, als auch auf der Baustelle gegenüber dem üblichen Verbindungssystem auf dem Tafelumriss.

D. GHIOCEL, D. FRANGOPOL : Über die Schätzung der plastischen Nachlasswahrscheinlichkeit

Es wird eine genaue und zwei beiläufige Methoden zur Bestimmung der plastischen Nachlasswahrscheinlichkeit der Tragwerke abgefasst. Die Methoden werden dann angewandt, wenn sowohl die Belastungen als auch die plastischen Momente der kritischen Querschnitte aleatorische Veränderliche sind, und das Nachlassen des Tragwerkes kann als Folge irgendeines der einem Belastungszustand entsprechenden möglichrn Nachlassmechanismen auftreten. Es werden verschiedene qualitative Fragen hervorgehoben, wobei die Veranschaulichung durch Beispiele uber die Prüfung der Sicherheit eines Portalstahlrahmens, des Einflusses der korrelativen Abhängigkeit zwischen den Belastungen und den plastischen Momenten auf die plastische Nachlasswahrscheinlichkeit der Tragwerke erfolgt.

N. BUCUR, R. AGENT : In Rumänien angewandte spezifische konstruktive Lösungen zur Errichtung der Zementsilos

Es werden die funktionellen Merkmale der wichtigsten, im Rahmen der Zementindustrie angewandten Silos in der trockener Technologie besprochen, als auch die Art in welcher diese spezifische konstruktive Lösung bedingt haben. Der Beitrag enthält eine beim I.A.S.S.-Symposyum in Wroclaw (26.—28. VI. 1973) mit dem Thema ,,Silos” vorgetragene Mitteilung.

СОДЕРЖАНИЕ

Д. ХУБЕР, Х. ДЖОРДЖЕСКУ: Промышленные многоэтажные цехи полностью в сборном исполнении с влажными соединениями в три направления

Статья описывает проект многоэтажного цеха химической промышленности, имеющего несущую систему выполненную из железобетонных сборных конструкций.

Новость решения заключается в решении соединения основных элементов несущей системы. Их соединения осуществляются в узлах, колонны будучи разбитыми на секции по этажам: таким образом восстанавливается несущая система со своими узлами идентично несущей системе с монолитными железобетонными конструкциями.

Преимущество решения заключается в простоте монтажа и особенно в возможности исправления сборных конструкций в отношении неисправностей получающихся при изготовлении и монтаже этих конструкций.

А. ПОП: Экономический расчет железобетона. Конструкции работающие на прямое эксцентричное сжатие

В статье представлены ,,диаграммы междействия'' для эксцентрического сжатия, а также указания и примеры для их применения в виду экономического расчета железобетонных сечений работающих на эксцентрическое сжатие.

Е. КЕЙНЦЕЛ: О пространственной совместной работе ортогональных диафрагм (оболочек)

Выявлен положительный эффект пространственной совместной работы ортогональных диафрагм при воспринятии горизонтальных нагрузок работающих в высоких сооружениях.

Применяемый метод расчета распространен и на определение ширины совместной работы поясов железобетонных диафрагм.

Р. МАРИНОВ: Вклады в связи с жесткостью при изгибе железобетонных стволов для высоких зданий

Несущие системы для высоких зданий с монолитным железобетонным стволом имеют большие преимущества в отношении жесткости при изгибе и кручении по сравнению с рамными и диафрагменными несущими системами.

Для определения жесткости при изгибе показан способ совместной работы стен ствола параллельные плану изгиба с поперечными стенами, в том случае когда последние предусмотрены двумя рядами симметричных проемов.

Вытекает, что пространственная совместная работа ствола зависит от жесткости перемычек, от положения проемов по отношению к стенам плана изгиба и от общей высоты ствола.

Также исходит, что жесткость ствола чувствительно изменяется в зависимости от указанных параметров и что необходимо учитывать дополнительное усилие перемычек, вызываемое эффектом пространственной совместной работы.

И. БРЫНЗАН, Е. РЮБЕР, Г. ПОПЕСКУ, М. БАРБАЯНИ: Сооружение экспериментального здания из крупных панелей, соединенных преднапряжением по вертикали

Описаны аспекты и основные выводы в связи с проектированием и выполнением 5-ти этажного экспериментального здания из крупных панелей, соединенных преднапряжением по вертикали.

Преднапряжение по вертикали экспериментального здания осуществлено в точках пересечения ортогональных стен в двух вариантах: стержнями ∅24 мм из высокопрочной стали (τ_r 9000 кг/см^2) нарезанные на концах и наращенные при помощи гаек и пучками СБП 12 ∅5.

Выполнение экспериментального здания показало, что вертикальное преднапряжение крупнопанельных зданий может быть осуществлено в удовлетворительных условиях при обеех вариантах.

Система соединения посредством преднапряжения дает крупнопанельным зданиям повышенное сопротивление к сейсмическим воздействиям и ведет к большой экономии материала и труда на заводе и на строительных площадках по сравнению с обыкновенным соединением по контуру панелей.

Д. ГИОЧЕЛ, Д. ФРАНГОПОЛ: Об оценке вероятности пластичного уступления структур

Формулируется один точный метод и два приблизительных метода для определения вероятности пластичного уступления ,поддатливости, структур. Методы применяются в том случае когда — как погрузки так и пластичные моменты критических сечений являются алеаторскими переменными, а уступление структуры может появиться через любой возможный уступающий механизм соответствующий определенной погрузочной ситуации. Выделяются разные аспекты качественного характера на примере анализа устойчивости металлической портальной рамы, а также влияния корреляционной зависимости между пластичными моментами на платично-уступающую вероятность стркутур.

Н. БУКУР, Р. АДЖЕНТ: Строительные решения характерные для силосов цементных заводов, применяемых в Румынии

Представлены функциональные характеристики основных типов силосов применяемых в цементной промышленности при сухой технологии производства, а также показано каким образом они предопределили характерные строительные решения.

Статья представляет собой сообщение изложенное на симпозиуме И.А.С.С. во Вроцлаве (26—28.VI.1973) на тему ,,Силосы''.

CZ 624.92.012.35:725.4:624.023.002

Ing. **DAN HUBER**
Ing. **HORIA GEORGESCU**
IPROSIN

HALE INDUSTRIALE ETAJATE INTEGRAL PREFABRICATE, CU ÎMBINĂRI UMEDE PE TREI DIRECŢII*

Pe linia directivelor de industrializare a proceselor de execuţie a construcţiilor din domeniul halelor multietajate, în Institutul de proiectări pentru industria chimică, organică de sinteză, medicamente şi fibre sintetice (IPROSIN) s-au elaborat o serie de proiecte care, în cea mai mare parte, s-au şi executat, proiecte în care structurile au fost integral prefabricate.

Elementele specifice industriei chimice, ca : medii puternic corosive, goluri multe şi variate în planşee, poduri de conducte şi cabluri, procese tehnologice în cascadă etc. au pus o serie de probleme în elaborarea proiectelor de hale, care au dus, în final, la soluţii diferite pentru acest gen de construcţii.

În definitiv, deosebirea esenţială între o soluţie sau alta, în domeniul construcţiilor etajate prefabricate, provine din modul ales pentru îmbinarea elementelor principale care alcătuiesc structura.

Problema mediilor puternic corosive a eliminat de la început adoptarea unor îmbinări uscate (îmbinări cu plăci metalice înglobate în elementele ce se îmbină, sudate între ele).

Dar ceea ce a dus la elaborarea de proiecte soluţionate în mod principial diferit a fost natura proceselor tehnologice, în sensul că dezvoltarea lor pe verticală cerea înălţimi diferite de clădiri şi număr variabil de etaje.

În cazul proiectării halei universale de coloranţi cianurici din cadrul uzinei „Colorom" Codlea, procesele tehnologice impuneau următoarele dimensiuni şi caracteristici ale clădirii (fig. 1) :

lungime 8 × 6,00 m travee
lăţime 3 × 6,00 m deschideri
înălţime 23,0 m

avînd 4 niveluri (P + 3 etaje) cu înălţimi diferite : 4,75 m pentru parter, 8,00 m, 6,00 m şi 5,00 m pentru etajul 1 şi respectiv etajele 2 şi 3. Sarcinile pe planşee erau de 1000 şi 1500 kgf/m^2.

Condiţiile de ventilare şi montaj au cerut un luminator longitudinal amplasat în deschiderea centrală şi un gol prin toate planşeele, amplasat aproximativ pe proiecţia luminatorului.

Înălţimea mare a halei, precum şi numărul nivelurilor au impus tronsonarea stîlpilor pe fiecare nivel (un stîlp de circa 25,00 m lungime, dintr-o singură bucată, pune probleme dificile la montaj şi execuţie, care fac complet neraţională folosirea lui ; în plus, numărul de niveluri şi inegalitatea înălţimii lor cer, pentru o bună conformare a rigidităţilor de nivel, o variaţie a secţiunii stîlpilor, mai simplu de realizat în cazul stîlpilor tronsonaţi).

Din această necesitate a tronsonării stîlpilor pe fiecare nivel a rezultat fondul soluţiei proiectului, şi anume îmbinarea pe trei direcţii.

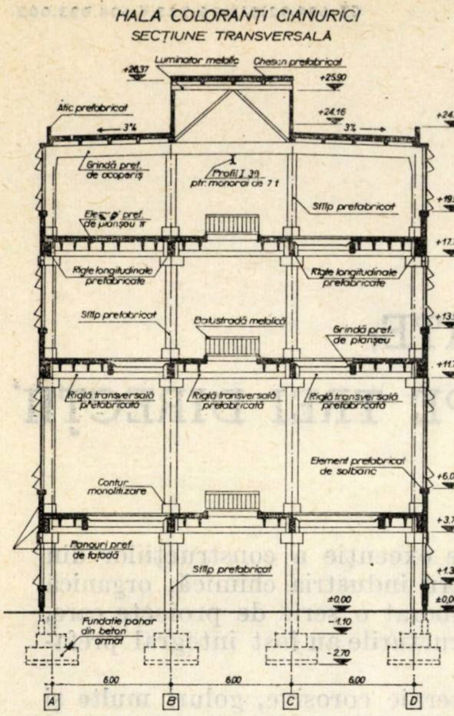
În ansamblu, efortul proiectanţilor s-a concentrat în special asupra realizării următoarelor cerinţe :

— îmbinarea elementelor prefabricate constituente să asigure structurii o comportare identică cu a unei structuri monolite, cu toate avantajele care rezultă din aceasta (fac excepţie îmbinările grinzilor de acoperiş, care sînt proiectate ca articulaţii) ;

— îmbinări uşor de executat şi identice ca principiu de alcătuire.

---

* *Aspectele legate de tipul de îmbinări descris au fost tratate şi cu ocazia Simpozionului organizat de I.P.C. (11—12 ianuarie 1973) ale cărui materiale au apărut în revista „Construcţii" nr. 5—6/1973.*


HALA COLORANȚI CIANURICI
SECȚIUNE TRANSVERSALĂ
Luminator metalic
ChesZn prefabricat
+26.37
+25.90
Atic prefabricat
+24.16
+24.06
3%
3%
Grindă pref. de acoperiș
Profil I 30 ptr. monorai de 7 t
Stîlp prefabricat
+19.98
Element pref. de planșeu π
+17.71
Rigle longitudinale prefabricate
Rigle longitudinale prefabricate
Stîlp prefabricat
Balustradă metalică
Grindă pref. de planșeu
+13.98
+11.71
Riglă transversală prefabricată
Riglă transversală prefabricată
Riglă transversală prefabricată
Element prefabricat de solbanc
+6.03
Contur monolitizare
+3.76
Panouri pref. de fațadă
Stîlp prefabricat
+1.35
±0.00
±0.00
Fundație pahar din beton armat
−1.10
−2.70
6.00
6.00
6.00
A
B
C
D

← Fig. 1 a

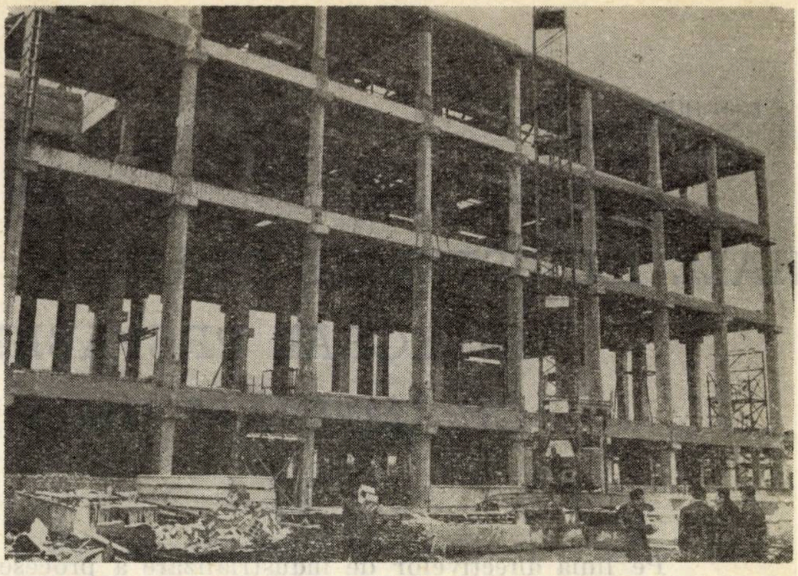


Fig. 1 b — Vedere laterală a halei în curs de execuţie ↑

DESCRIEREA SOLUŢIEI

În baza elementelor de temă mai sus arătate, construcţia s-a proiectat în cadre etajate, pe două direcţii.

Din cauza golurilor pentru trecerea utilajelor, precum şi a dispunerii acestora pe două zone adiacente, în sens longitudinal halei, deschiderii centrale, planşeele s-au alcătuit în zonele fără goluri din elemente prefabricate $\pi = 1{,}5/5{,}70$, de fapt singurele elemente prefabricate de catalog pentru planşee industriale cu sarcini mari ($p = 1500$ kg/m^2). Pozarea elementelor π s-a gîndit a se face după monolitizarea nodurilor, deci pe o schemă de continuitate.

De aici a rezultat descărcarea pe o direcţie, adică pe grinzile transversale. În zona golurilor, planşeul s-a alcătuit din grinzi metalice dispuse pentru a susţine vasele (utilajele), iar în spaţiile dintre vase s-a proiectat o placă din beton armat monolit.

Descărcarea acestor zone se face pe grinzile longitudinale ale halei şi pe nişte grinzi prefabricate (G P) care, la rîndul lor, descarcă pe grinzile principale transversale.

În jurul vaselor s-au proiectat reborduri care, în unele situaţii, lucrează şi ca grinzi circulare. Peste elementele π s-a prevăzut o suprabetonare de 5 cm grosime (pe considerentul că şantierul nu putea obţine sau confecţiona plase sudate STM Ø 3).

Riglele transversale (GT) s-au proiectat avînd o formă de $\perp$ pentru a permite rezemarea elementelor de planşeu π sau a grinzilor prefabricate G P. Faţa superioară a grinzilor în raport cu faţa superioară a π-urilor s-a stabilit mai jos cu 8 cm, fiind astfel posibilă sudarea între ele a mustăţilor π-urilor, iar la turnarea suprabetonării să se realizeze o centură cu $h = 13$ cm în vederea realizării planşeelor ca şaibe.

Riglele longitudinale (G L), care numai în zonele cu utilaje primesc descărcarea acestora, s-au proiectat cu secţiune dreptunghiulară şi cu o înălţime mai mică cu 10 cm decît riglele G T.

Pentru realizarea şaibei şi în sens transversal, din riglele G L s-au lăsat mustăţi în vederea unor centuri de contur.

Stîlpii, avînd în vedere considerentele arătate mai înainte, s-au proiectat din tronsoane pe fiecare nivel.

Secţiunile s-au ales pătrate pentru stîlpii centrali şi dreptunghiulare pentru cei marginali. Pentru rezemarea riglelor prefabricate la montaj, precum şi pentru preluarea în faza de exploatare a încărcărilor din planşeu, stîlpii s-au proiectat cu un capitel rectangular. Pentru a se putea păstra la toate grinzile G T şi G L, indiferent de nivelul la care se pozează, o aceeaşi lungime, dimensiunile în plan ale capitelurilor sînt aceleaşi la toate nivelurile, secţiunile stîlpilor putînd varia pe înălţimea clădirii.

Pentru îmbinare cu stîlpul (tronsonul) superior şi inferior, barele de armare din stîlp s-au prelungit la ambele capete.

Pentru rezemare la montaj, la partea inferioară stîlpul are un pivot din beton armat de secţiune 20 × 20 cm, care s-a proiectat ca element prefabricat independent şi care, la turnarea stîlpului, se introduce, axat, pe o lungime de circa 40 cm, în cofrajul acestuia.

Pentru ridicare din cofraj şi montare s-a prevăzut o agrafă pe capul stîlpului, în ax.

Fundaţiile stîlpilor sînt fundaţii pahar din beton armat.

De fapt, problema principală, a cărei rezolvare constituie noutatea soluţiei, a fost îmbinarea la nodurile de cadru, pe toate

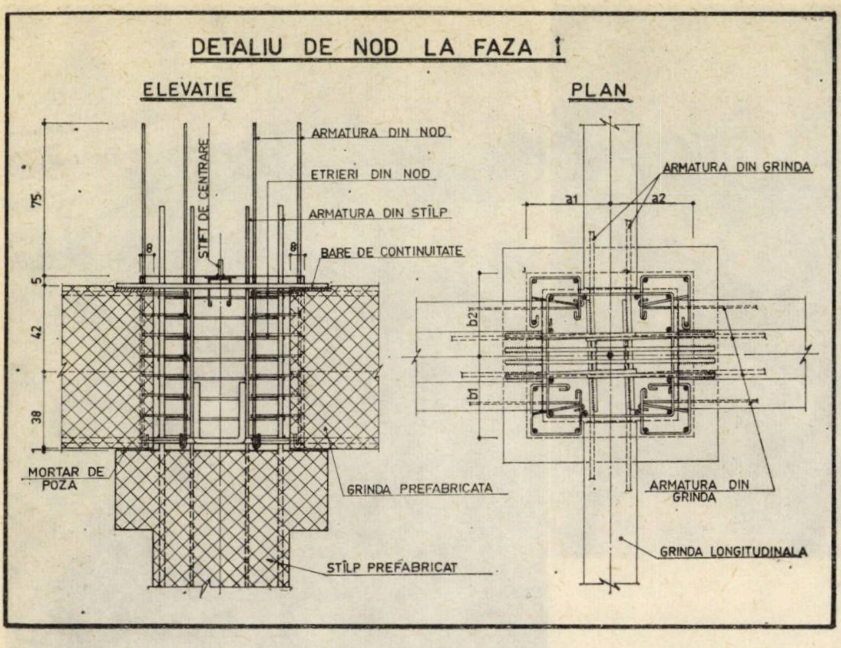

DETALIU DE NOD LA FAZA I
ELEVATIE
PLAN
ARMATURA DIN NOD
ETRIERI DIN NOD
ARMATURA DIN STÎLP
STIFT DE CENTRARE
BARE DE CONTINUITATE
75
5
42
38
8
MORTAR DE POZA
GRINDA PREFABRICATA
STÎLP PREFABRICAT
ARMATURA DIN GRINDA
a1
a2
b2
b1
ARMATURA DIN GRINDA
GRINDA LONGITUDINALA

Fig. 2 a

cele trei direcții concurente, a elementelor prefabricate.

Această îmbinare în nodul cadrului s-a proiectat a se face în două faze. Descrierea îmbinării este în același timp și descrierea montajului elementelor structurii clădirii.

Faza I (fig. 2*a*): Pe capitelurile stîlpilor de la nivelul inferior se pozează riglele transversale GT și riglele longitudinale GL ale nodului respectiv.

Continuitatea pe reazem a acestor elemente se face prin sudarea pe plăcile înglobate în grinzi a unor cupoane din oțel-beton în număr și diametre corespunzătoare solicitărilor, pentru riglele GT, și sudarea directă prin joantare a armăturilor ce ies din grinzile GL. Așezarea grinzilor pe capitel este astfel proiectată încît se păstrează între fețele lor, la rezemare, secțiunea stîlpului. Se montează etrierii din interiorul nodului și se betonează refăcîndu-se secțiunea stîlpului pe această zonă.

La fața superioară a nodului, în betonul crud, se fixează, axată, o placă metalică (cu praznuri).

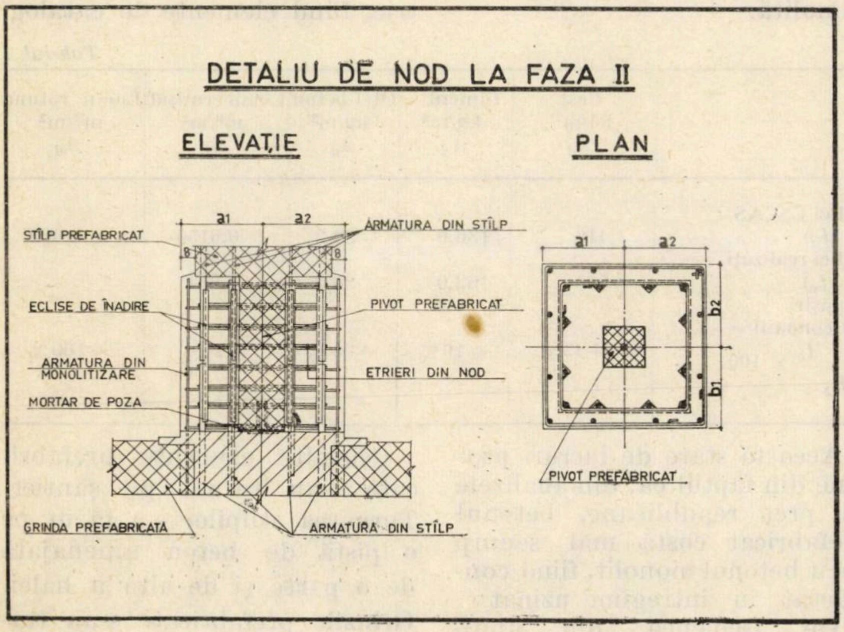

DETALIU DE NOD LA FAZA II
ELEVAȚIE
PLAN
a1
a2
8
STÎLP PREFABRICAT
ARMATURA DIN STÎLP
ECLISE DE ÎNADIRE
PIVOT PREFABRICAT
ARMATURA DIN MONOLITIZARE
ETRIERI DIN NOD
MORTAR DE POZA
GRINDA PREFABRICATĂ
ARMATURA DIN STÎLP
b2
b1
PIVOT PREFABRICAT

Fig. 2 b

Faza II (fig. 2 *b*): Se retrasează axele modulare și pe placa anterior fixată se sudează, axat, un știft din oțel-beton Ø 25... 28 pentru centrarea stîlpului superior.

Se așază stîlpul de susținere a nivelului superior pe știftul de centrare. Continuitatea stîlpului se reface sudînd cu eclise barele din armarea lui de barele din armarea stîlpului inferior.

Pentru a nu sta atîrnați în macara, precum și pentru a fi fixați în poziție verticală, stîlpii se prind, din două părți perpendiculare între ele, de grinzile GT și GL cu ajutorul unor dispozitive din țeavă, reglabile. După montarea etrierilor pe această zonă (45..65 cm) se betonează îmbinarea cu o lărgire de 8 cm pe toate laturile secțiunii, armată constructiv.

Diferența de timp între cele două faze este de 36 ore, timpul necesar întăririi betonului de monolitizare de la faza I.

În fig. 3 *a* și 3 *b* se vede nodul realizat.

CALCULUL

Construcția s-a considerat alcătuită din 9 cadre transversale și 4 cadre longitudinale, calculul făcîndu-se ca pentru o structură în cadre din beton armat monolit.

Eforturile din încărcările gravitaționale în barele structurii s-au calculat prin metodele cunoscute.

Toate barele structurii, stîlpii tronsonați, grinzile GT și GL, fiind elemente prefabricate din beton armat, s-au verificat și la eforturile din transport și montaj.

În general, nu au rezultat dimensionări din această ipoteză.

Calculul la acțiunea forțelor orizontale s-a făcut atît pentru vînt, cît și pentru seism. Stabilirea solicitărilor din acțiuni seismice s-a efectuat conform normativului P 13—63.

Perioada de vibrație s-a calculat pentru deplasarea (săgeată) construcției, conside-

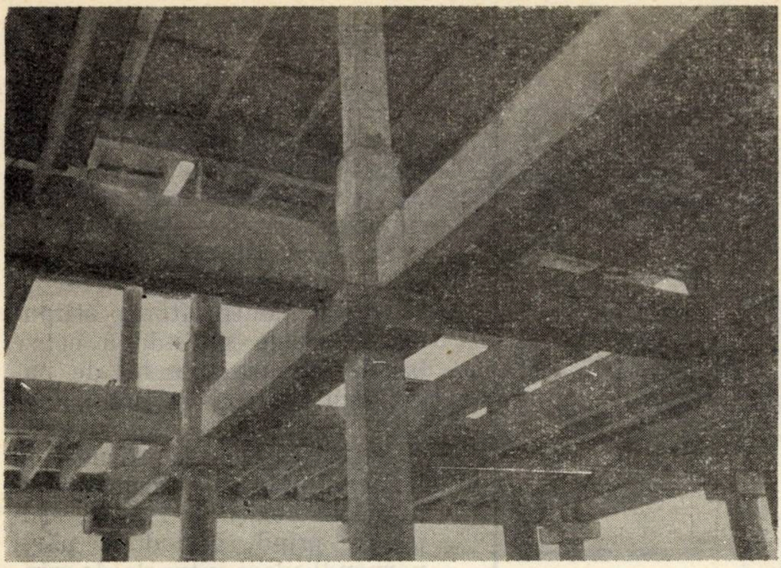


Fig. 3 a — Detalii de structură la nivelul 3 al halei

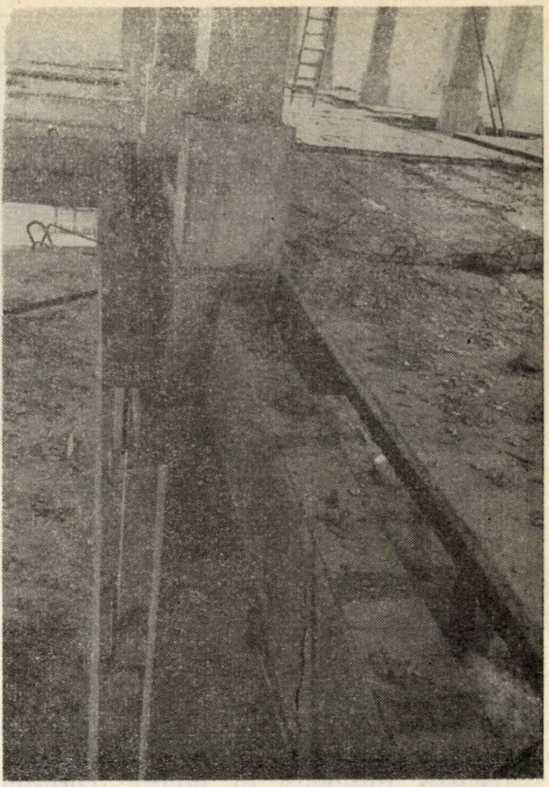


Fig. 3 b — Detalii de realizare a nodului (faza I și faza II)

rînd modul 1 de vibrație cu trei aproximații și rigiditățile de nivel corectate ținînd seama de numărul de bare care se prind într-un nod.

Determinarea eforturilor din bare la solicitări orizontale s-a făcut cu metoda simplificată, introducînd însă pentru stîlpi rigiditățile corectate așa cum s-a arătat mai sus, ceea ce, față de un calcul exact, dă niște diferențe neglijabile.

Eforturile care au dimensionat au fost cele din sarcini gravitaționale și cele din acțiunea seismică.

Pentru asigurarea ca, în caz de seism, articulațiile plastice să apară în rigle și nu în stîlpi (dirijarea acestora), s-au calculat momentele plastice ale riglelor adiacente unui stîlp și momentul plastic al stîlpului respectiv, punîndu-se condiția:

$$\Sigma M_p^{gr} < \Sigma M_p^{st}$$

De asemenea, în zona nodurilor s-au luat măsuri constructive pentru ductilizarea secțiunilor în vederea sporirii capacității de disipare a energiei seismice (prevederea unor etrieri-fretă dubli, bare suplimentare numai în zona îmbinării).

INDICI TEHNICO — ECONOMICI

Indici republicani (CSCAS) de cost și de consum la materialele principale, pentru hale etajate cu structuri prefabricate din beton armat, nu există.

Pentru comparație se vor lua indicii CSCAS pentru hale etajate monolite, avînd aceleași caracteristici (I_c).

În tabelul 1 sînt arătați acești indici, precum și depășirile și economiile care rezultă.

Se observă un preț de cost și un consum de ciment și oțel-beton mai mari decît pentru o construcție similară, însă monolită.

Tabelul 1

	Cost lei/m² A_d	Ciment kg/m² A_d	Oțel-beton kg/m² A_d	Lemn ecarisat m³/m² A_d	Lemn rotund m³/m² A_d
Indici CSCAS (I_c)	410	136,0	30,2	0,0156	0,002
Indici realizați (I_r)	585	162,0	38,0	0,004	—
Depășiri Economii $\frac{I_r - I_c}{I_c} \times 100$	+43 %	+19 %	+26 %	−74 %	−100 %

Această stare de lucruri provine din faptul că, din analizele de preț republicane, betonul prefabricat costă mai scump decît betonul monolit, fiind considerat în întregime uzinat.

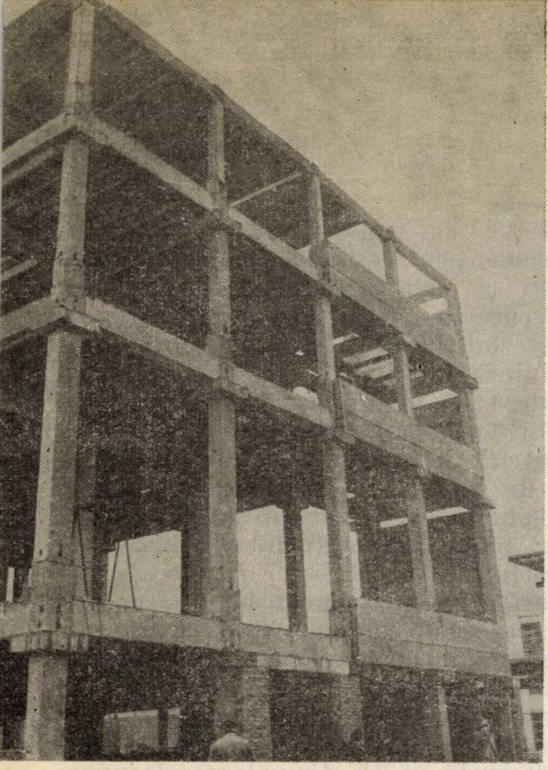
De asemenea, din unificarea gabaritelor dimensionate, în vederea obținerii unui număr cît mai redus de tipuri de prefabricate, în condițiile unei mari variații a încărcărilor, apar diferențele de consumuri de ciment și oțel-beton.

Indicele de prefabricare realizat a fost de circa 76%.

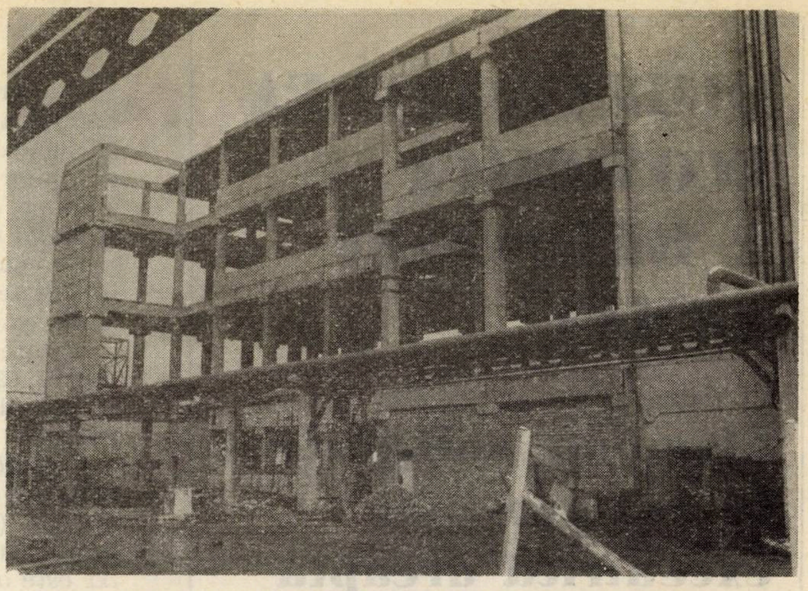
EXECUȚIA

Elementele prefabricate π de planșeu, precum și chesoanele de acoperiș s-au adus din industrie, fiind elemente de catalog.

Celelalte elemente prefabricate s-au turnat pe șantier. Turnarea stîlpilor s-a făcut pe o pistă de beton amenajată de o parte și de alta a halei. Grinzile prefabricate s-au turnat într-un singur loc pe pistă,



Vedere a faţadei fronton în curs de execuţie



Vedere laterală posterioară a halei în curs de execuţie

Pentru reducerea suprafeţei pistei de turnare, stîlpii s-au turnat suprapuşi cîte trei bucăţi, alternînd capitelurile.

Cele mai grele prefabricate au atins greutatea de 7,7 tf.

Organizarea şi conducerea execuţiei halei * s-au făcut după cum urmează.

Atacarea fundaţiilor s-a început concomitent cu execuţia prefabricatelor, din care prefabricatele parterului au fost primele.

Situaţia la montajul prefabricatelor a fost că în nici o fază prefabricatele nu au lipsit.

Montarea prefabricatelor ** s-a efectuat după cum urmează :

— Elementele parterului cu o automacara Skoda de 10 tf.

— Celelalte elemente s-au montat cu o automacara Coles Gargantua de 67 tf şi cu macaraua MT 40, urmărindu-se o succesiune logică a diferitelor faze, astfel încît macaralele să fie tot timpul folosite.

Montarea întregii hale avînd $A_c = 1027$ m^2 şi $A_d = 4000$ m^2 s-a făcut în timpul a 334 ore. Faţă de execuţia unei construcţii similare monolite, execuţia acestei hale a reprezentat o economie de timp de cca 60—65 % şi, în acelaşi timp, a fost necesar un număr mult mai mic de oameni pe şantier.

Un avantaj foarte mare al soluţiei arătate mai sus (stîlpi tronsonaţi pe niveluri) este că permite, la execuţie, corectarea la fiecare nivel a abaterilor din confecţionare a prefabricatelor şi a celor de montaj (faţă de soluţiile cu stîlpii dintr-o bucată, cu console scurte sau lungi).

Un inconvenient al acestei soluţii îl constituie faptul că îmbinarea la nod se execută în două faze—prima fază grinzile, a doua fază stîlpul superior—ceea ce face ca la fiecare nod să se revină încă o dată cu operaţiile de monolitizare (suduri, etrieri, cofraj, turnare beton).

Totuşi, aşa cum a arătat execuţia halei de la ,,Colorom'', acest inconvenient nu este major, printr-o bună organizare putînd fi considerat ca neinfluenţînd ritmul foarte rapid de montare a prefabricatelor.

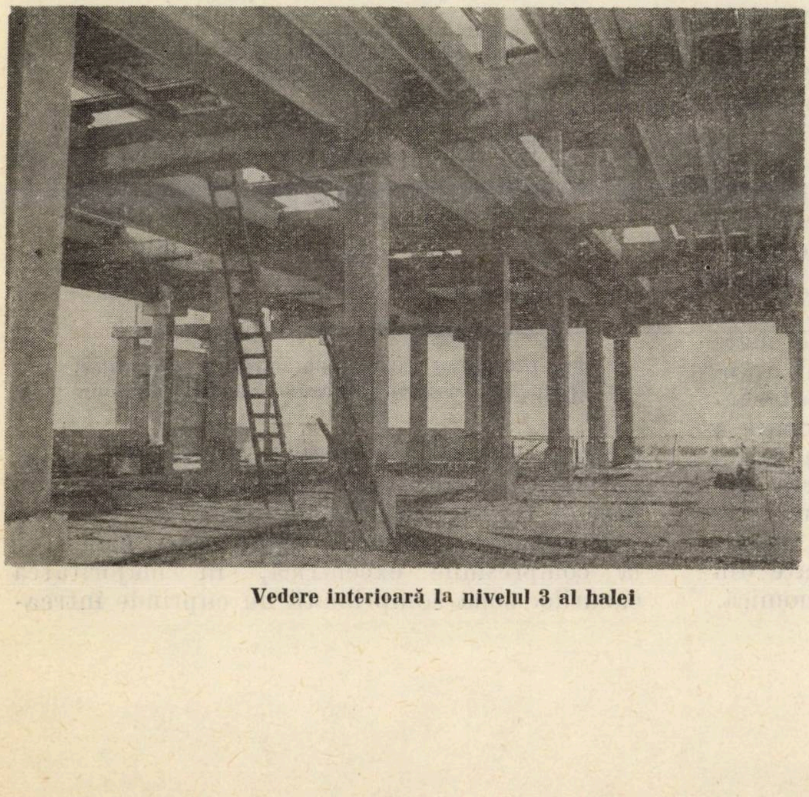
Faţă de avantajele soluţiei prezentate, care au ieşit în evidenţă în mod special la execuţie, şi la cererea constructorilor, s-a trecut la proiectarea (la diferite platforme industriale) a încă şase hale pe acelaşi principiu, toate aceste hale fiind astăzi în diferite stadii de execuţie.

Primit la redacţie la 22 dec. 1972

---

* Şef de lot, ing. Florea Aurel.

** Montator Huber Mihai.



Vedere interioară la nivelul 3 al halei

CZ 624.072.004.18

DIMENSIONAREA ECONOMICĂ A BETONULUI ARMAT

Elemente solicitate la compresiune excentrică dreaptă

Ing. ALEXANDRU POP
I.P.H. Deva

1. PRECIZĂRI

1.1. Aspecte asupra structurilor economice

Eforturile tuturor sistemelor economice sînt îndreptate spre reducerea cheltuielilor materiale ale activităţilor din ramurile componente.

Întreaga politică economică promovată de partidul şi statul nostru orientează cercetarea ştiinţifică în special spre domeniile moderne ale ştiinţelor, avînd printre obiectivele majore perfecţionarea metodelor şi introducerea mijloacelor moderne de calcul, realizarea economiei de metal.

Pe plan mondial, programul de cercetare pînă în 1975, publicat de ASCE şi ACI, prevede pe primul loc ,,perfecţionarea generală a metodelor de calcul şi proiectare cu extinderea folosirii calculatoarelor''.

Obţinerea unor structuri de rezistenţă optime pe baza criteriului de cost minim sau al consumului minim de oţel depinde de foarte mulţi factori, dintre care cele mai mari complicaţii le dau gradul de nedeterminare statică şi influenţa jocului rigidităţilor.

Chiar la un calculator electronic de mare capacitate, ciclarea calculelor în scopul apropierii de structura optimă conduce la alternarea calculului static cu cel de dimensionare a secţiunilor. Convergenţa unui asemenea calcul este foarte rapidă dacă la dimensionarea elementelor se aleg, la fiecare etapă (ciclu), secţiunile economice. La structuri mai simple se poate aplica un calcul manual la care din 2 ÷ 3 trepte se ajunge la structura economică.

În lucrarea [20] s-a tratat dimensionarea economică a elementelor de beton armat solicitate la încovoiere şi s-au obţinut abace sintetice, cu ajutorul cărora se pot calcula plăcile şi grinzile pe criteriul costului minim sau al consumului minim de oţel.

Se consideră că în ordinea frecvenţei ce se întîlneşte în practică, solicitarea de compresiune excentrică se situează pe locul doi după solicitarea de încovoiere. (Trebuie menţionat faptul că solicitarea de compresiune centrică se consideră inexistentă datorită stării reale de eforturi [30]).

O structură economică se consideră structura care are o abatere de cel mult ΔI de la valoarea optimă (minimum de speţa I sau minimum minimorum de speţa II [20], [29]) în care ΔI este o cantitate foarte mică, pentru care în etapa actuală se admite o valoare mai mică sau cel mult egală cu 3 % din valoarea de investiţie.

1.2. Aspecte privind eficienţa materialelor

În lucrarea [20] s-a studiat influenţa materialelor asupra relaţiei între starea limită de rezistenţă şi preţul pe unitatea de element. Din studiul efectuat a reieşit că, pentru mărci superioare de betoane şi oţeluri, creşterea rezistenţelor este mult mai mare decît creşterea preţurilor şi, ca atare, cu acelaşi preţ se pot obţine rezistenţe mai mari, respectiv elementele de structură din materiale de mărci superioare sînt mai eficiente.

Un studiu recent întocmit [9] asupra structurilor de rezistenţă introduce cîţiva coeficienţi deosebit de edificatori în raţiunea betonului armat.

Rezultă (fig. 1) că efortul de compresiune se poate prelua prin beton cu un preţ de cca patru ori mai mic faţă de cel al oţelului, efortul de forfecare se preia cu preţuri aproximativ egale, iar efortul de întindere se preia prin beton cu un preţ de cca trei ori mai mare.

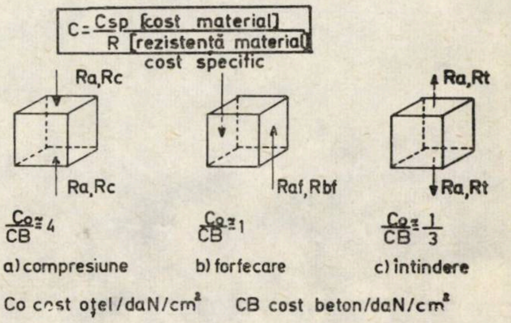


Fig. 1 — Costul transportului forţelor (eforturilor) şi raportul acestora pe elemente unitare de volum

În cazul secţiunilor de beton armat solicitate la compresiune excentrică, în majoritatea cazurilor zona comprimată nu cuprinde întreaga arie a secţiunii transversale. Rezultă că betonul este folosit economic numai dacă zona comprimată este cît mai mare [10], [7], [29].

Poziţia axei neutre influenţează şi mărimea eforturilor din armătură, pentru care în această lucrare s-au introdus coeficienţii K şi K', care variază între −1 şi +1 (fig. 8 şi 9) [27].

1.3. Stadiul problemei şi scopul lucrării

În anul 1911, Rossin [7] studiază minimizarea cantităţii de armătură la secţiuni de beton armat solicitate la compresiune excentrică (metoda rezistenţelor admisibile).

Varenik elaborează un studiu amplu asupra mai multor solicitări simple şi compuse [29], care constituie o analiză tehnico-economică asupra unei vaste game de materiale utilizate în Uniunea Sovietică.

Criteriile tehnice ale compresiunii excentrice sînt dezvoltat studiate în metoda stărilor limită, atît în teoria de ordinul I, cît şi în cea de ordinul II ([1], [7], [8], [16], [17], [21], [22], [23], [24], [25], [26], [27], [30]).

Morán Cabre [10], pe baza unor studii întreprinse cu ajutorul tehnicii moderne de calcul, stabileşte o serie de relaţii valoroase, prin aplicarea actualelor norme C.E.B. [2], [11]. Unele concluzii deduse în lucrarea respectivă se pot adapta şi altor solicitări compuse la elementele de beton armat.

Lucrarea de faţă urmăreşte, în primul rînd, studiul dimensionării economice, în mod ştiinţific, a elementelor de beton armat solicitate la compresiunea excentrică, aplicînd o viziune nouă şi realistă, care se conturează tot mai mult în normele tehnice, şi anume „continuitatea fizico-mecanică a fenomenului”, lucru deosebit de important pentru aplicarea calculului la calculatoarele electronice.

S-a urmărit, ca element final al studiului, obţinerea unor instrumente de calcul rapid, cît mai utile proiectanţilor noştri, şi anume, „*abacele de dimensionare economică*” la compresiune excentrică.

2. DIAGRAME DE INTERACŢIUNE

2.1. Interacţiunea între solicitări

Compresiunea excentrică dreaptă este un caz particular de solicitare la încovoiere cu forţă axială. Ca la orice solicitare simplă sau compusă, repartizarea eforturilor unitare pe secţiune trebuie să fie în deplină concordanţă cu deformaţiile produse. Dacă axa neutră se plimbă de la $-\infty$ la $+\infty$, starea de solicitare trebuie să fie continuă (şi să se exprime prin legi continue), trecînd de la întindere la întindere excentrică, încovoiere pură, compresiune excentrică, şi, în fine, la compresiune pură. Imaginea grafică a legii de interacţiune între solicitările limită ultime se numeşte curbă de interacţiune (curba limită Hognestad) [5], [24], [26].

În fig. 2 s-a reprezentat diagrama de interacţiune dată de recomandările C.E.B./F.I.P. pentru o secţiune de beton armat cu armare nesimetrică [10], [11]. Trebuie să reţinem cîteva dintre proprietăţile mai importante ale diagramei de interacţiune : continuitate, convexitate, simetrie sau asimetrie (funcţie de armare).

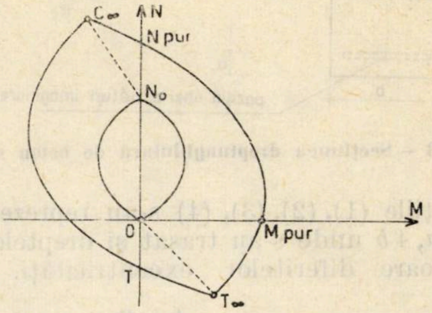


Fig. 2 – Diagrama de interacţiune *(M;N)* după C.E.B. – F.I.P. pentru o secţiune de b.a. cu armare nesimetrică

Originea unor asemenea curbe de interacţiune trebuie căutată în teoriile fenomenologice de rupere a betonului ce conduc la stări critice de eforturi exprimate prin diferite relaţii reprezentînd condiţia de rupere [4].

Se poate spune că o dată cu trecerea de la comparaţia unor eforturi unitare efective cu nişte eforturi unitare admise (în metoda rezistenţelor admisibile) la compararea unor solicitări de calcul cu nişte solicitări limită ultime (în metoda de rupere sau metoda stărilor limită) s-a trecut şi în privinţa studiului interacţiunii de la elementul diferenţial (sau unitar) la întreaga secţiune transversală a elementului.

2.2. Diagrame de interacţiune pentru secţiuni de beton simplu

În lucrarea [1] prof. Constantin Avram dezvoltă în detaliu comportarea secţiunilor de beton simplu şi slab armat, aducînd o contribuţie proprie valoroasă prin introducerea unor elemente noi de calcul, în special coeficienţii de plastificare. Considerînd pentru zona comprimată o repartiţie dreptunghiulară a eforturilor unitare ajunse la R_c, iar pentru zona întinsă efort nul, adică fisurarea produsă (fig. 3), se pot scrie relaţiile (1) şi (2) :

$$N = b \cdot \xi \, h_0 \, R_c \tag{1}$$

$$M = b \cdot \xi \cdot h_0 \, R_c \left(\frac{h}{2} - \xi \cdot \frac{h_0}{2} \right) \tag{2}$$

Sau, într-o reprezentare relativă :

$$n = \frac{N}{b \, h_0 R_c} = \xi \tag{3}$$

$$m = \frac{M}{b \, h_0^2 \, R_c} = \frac{1}{2} \xi \left(\frac{h}{h_0} - \xi \right) \tag{4}$$

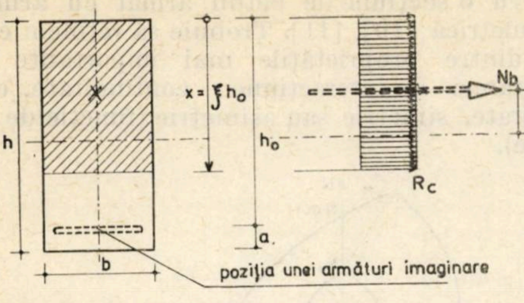
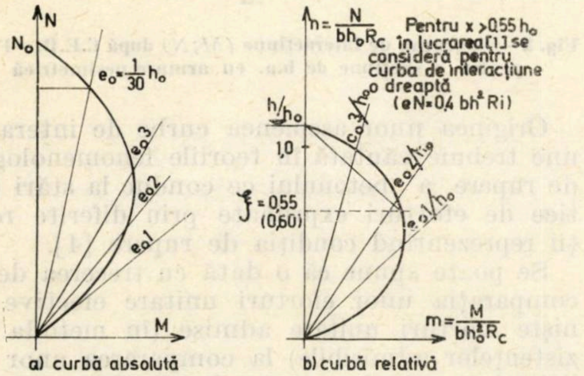


Fig. 3 — Secțiunea dreptunghiulară de beton simplu

Relațiile (1), (2), (3), (4) s-au reprezentat în fig. 4 *a*, 4 *b* unde s-au trasat și dreptele corespunzătoare diferitelor excentricități.



a) curbă absolută b) curbă relativă

Fig. 4 — Curbe de interacțiune pentru secțiuni dreptunghiulare de beton simplu

După normele noi (STAS 8 000/73, revizuire 8 000/67) se consideră o excentricitate adițională sau accidentală de 2 cm sau $h/30$; deci, practic, nu mai există compresiune centrică, lucru ce corespunde cu o serie de alte norme revizuite recent [2],[6], [13], [22], [27]. De asemenea se dau relații de calcul diferite în funcție de mărimea excentricității e_0 care se compară cu valorile 1,2 r_s; 0,9 x_0; $3h$ (elemente geometice ale secțiunii), procedeu ce este în concordanță cu ipotezele admise. Din relațiile de calcul se obțin curbe de interacțiune tronsonate, ce nu se racordează la frontiera domeniilor delimitate pe principiul mărimii excentricității. Pentru calculul la calculatoare electronice este necesar și posibil ca relațiile să aibă continuitate, ceea ce permite apropierea mai bună de fenomenul real al stării limită ultime (vezi și 2.1.).

Studiind diagramele din fig. 4 putem afirma că suprafața cuprinsă între curba de interacțiune și axele de coordonate reprezintă un domeniu închis de stabilitate. Dacă un punct de coordonate (M, N) se găsește în acest domeniu, nu se atinge starea limită ultimă.

Subliniem faptul că cele două eforturi corespunzătoare unui punct S (fig. 5) reprezintă componentele vectorului $\overline{OS}$ care se supune oricărui calcul vectorial.

În scopul unui studiu de influență a formei secțiunii asupra diagramelor de interacțiune s-au analizat cîteva secțiuni de arie egală și de formă diferită și s-au determinat cu calculatorul electronic Olivetti Programma 101, curbele de interacțiune corespunzătoare (fig. 6).

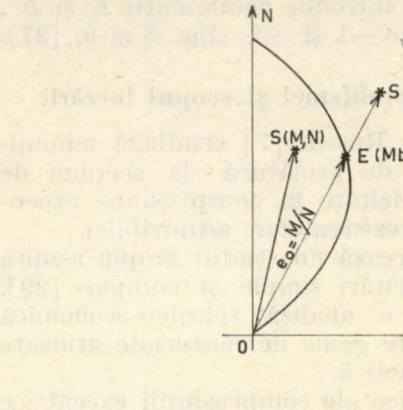


Fig. 5 — Poziții posibile ale perechilor de eforturi

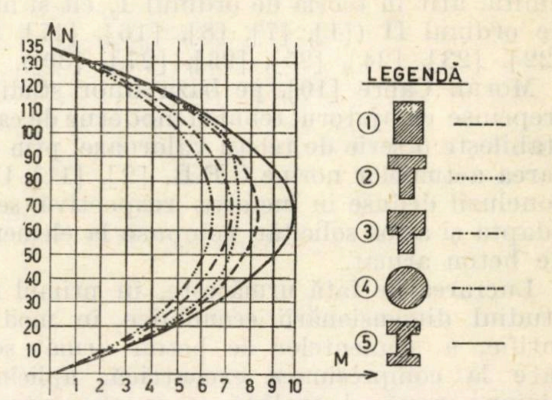
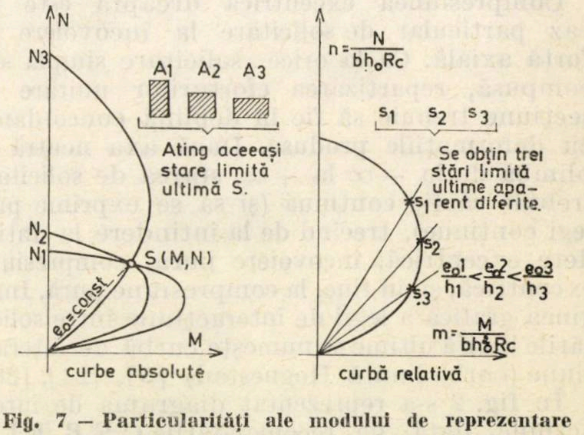


Fig. 6 — Influența formei secțiunii asupra diagramelor de interacțiune

Reprezentarea curbelor în sistemul relativ duce la pierderea anumitor nuanțe în ceea ce privește interacțiunea, în timp ce sistemul absolut permite unele analize comparative foarte utile în scopul ce și-l propune lucrarea de față.

În fig. 7 s-au reprezentat unele aspecte particulare legate de curbele absolute și relative de interacțiune la secțiunile de beton simplu.



curbe absolute curbă relativă

Fig. 7 — Particularități ale modului de reprezentare a curbelor de interacțiune la beton simplu

În paragraful 1.2 s-a arătat că folosirea betonului este cu atît mai eficientă cu cît zona comprimată cuprinde o arie mai mare din aria totală a secțiunii transversale. Această observație conduce la ideea obținerii unei excentricități relative $\frac{e_0}{h_0}$ cît mai mici și la înțelegerea teoremei de minim a curbei de interacțiune (teoremă formulată pentru prima dată în această lucrare), care se poate enunța astfel: **„Dintre toate secțiunile de beton simplu care asigură aceeași stare limită ultimă $S(M; N)$ secțiunea optimă, din punct de vedere al costului, este secțiunea căreia îi corespunde o suprafață minimă închisă de curbe de interacțiune și axele de coordonate m, n”.** Numai în această soluție aria zonei comprimate este maximă, iar betonul este utilizat în mod eficient.

La determinarea secțiunii optime trebuie să ținem seama și de modul de rezemare a elementului de beton, în sensul considerării fenomenului de flambaj pe ambele direcții. Sveltețea elementului într-un plan normal pe planul forțelor (M, N) nu trebuie să conducă la o stare limită de flambaj cu o forță critică mai mică decît N din perechea de eforturi (M, N).

2.3. Diagrame de interacțiune (M, N) pentru secțiuni de beton armat

Asocierea celor două materiale—beton și armătură—este posibilă și datorită conlucrării pînă în stadiul limită ultim. Epuizarea concomitentă a rezistențelor betonului și oțelului depinde însă de starea și de capacitatea de deformare a fiecărui material. Normele C.E.B.—F.I.P. din 1970 (ediția II) prevăd o diagramă a deformațiilor specifice în stadiul de rupere, care acoperă toate stările de solicitări normale pe secțiunea de beton armat. Aplicarea acestor diagrame de deformații specifice, împreună cu diagramele caracteristice $\sigma-\varepsilon$ ale oțelului și betonului, conduc la curbe de interacțiune (M, N) continue, de forma celei din fig. 2.

Variația efortului în armătura întinsă sau mai puțin comprimată A_a se poate determina precis ca urmare a stării de deformație admisă. Aceasta este metoda exactă tratată în cîteva norme revizuite [7], [8], [10], [13]. Admițînd variațiile propuse de E.A. Cistiacov [27], [30] (fig. 8), preluate și în normele noastre noi, se obține pentru armătura A_a coeficientul de lucru al armăturii K, care definește eforturile din armătură în funcție de înălțimea zonei comprimate a betonului (fig. 8).

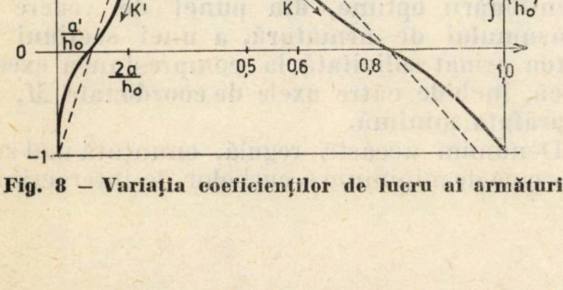


Fig. 8 — Variația coeficienților de lucru ai armăturii

Astfel, conform [30] se obține:

$$\begin{aligned} k &= 4-5\,\xi \text{ pentru } \xi \geqslant \xi \text{ limită} \\ k &= 1 \text{ pentru } \xi < \xi \text{ limită} \end{aligned} \tag{5}$$

Iar pentru armăturile A'_a propunem analog;

$$\begin{aligned} k' &= \xi\frac{h_0}{a'} - 1 \text{ pentru } \xi \leqslant \frac{2a'}{h_0} \\ k' &= 1 \text{ pentru } \xi > \frac{2a'}{h_0} \end{aligned} \tag{6}$$

În fig. 9 s-a reprezentat starea de eforturi a unei secțiuni de beton armat în starea limită, precum și variația coeficienților de lucru ai armăturilor.

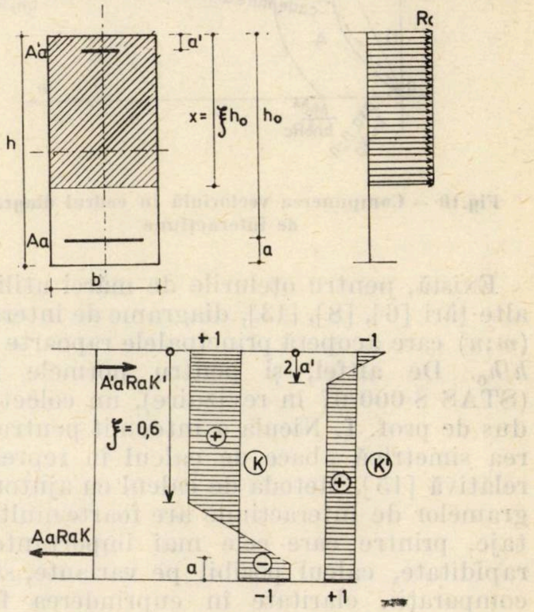


Fig. 9 — Eforturile pe o secțiune de beton armat în starea limită ultimă

Studiind relațiile de echilibru și prelucrîndu-le pentru reprezentarea relativă obținem:

$$n = \xi + (\mu' k' - \mu k)\frac{R_a}{R_c} \tag{7}$$

$$m = 0{,}5\left(\frac{h}{h_0} - \xi\right) + (\mu' k' + \mu k)\cdot \left(1 - 0{,}5\frac{h}{h_0}\right)\frac{R_a}{R_c} \tag{8}$$

în care

$\xi = \frac{x}{h_0}$ este înălțimea relativă a zonei comprimate, μ μ' sînt coeficienții de armare ai secțiunii, iar R_a, R_c rezistențele de calcul ale armăturii, respectiv betonului.

Se observă că primii termeni din ambele relaţii rămîn neschimbaţi faţă de relaţiile (3), (4) şi reprezintă aportul betonului. Ultimii doi termeni din (7) şi (8) reprezintă aportul armăturii, întrucît se reduc la zero pentru armături nule ($\mu = \mu' = 0$). Aceşti termeni reprezintă proiecţiile pe axa m, respectiv n, a vectorului $\overline{ES}$ (fig. 10). Arătăm că exprimarea $\frac{h}{h_0}$ pentru mărimea acoperirii de beton (distanţa marginală a centrelor de greutate ale armăturilor) este adoptată în prezent în foarte multe ţări.

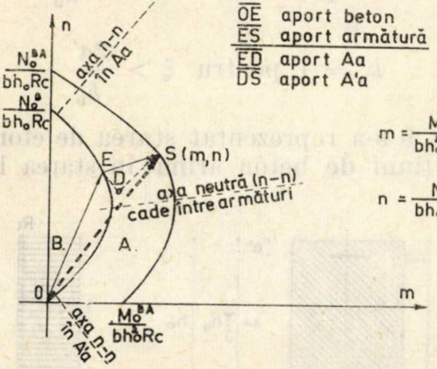

$\overline{OE}$ aport beton
$\overline{ES}$ aport armătură
$\overline{ED}$ aport Aa
$\overline{DS}$ aport A'a
n
$\frac{N_o^{BA}}{bh_oRc}$
$\frac{N_o^{B}}{bh_oRc}$
axa n-n în Aa
E
D
S (m,n)
axa neutră (n-n) cade între armături
$m = \frac{M}{bh_o^2Rc}$
$n = \frac{N}{bh_oRc}$
B.
A.
0
m
$\frac{M_o^{BA}}{bh_o^2Rc}$
axa n-n în A'a

Fig.10 – Compunerea vectorială în cadrul diagramelor de interacţiune

Există, pentru oţelurile de mărci utilizate în alte ţări [6], [8], [13], diagrame de interacţiune (m;n) care acoperă principalele rapoarte A_a'/A_a; h/h_0. De altfel, şi pentru normele noastre (STAS 8 000/67 în revizuire), un colectiv condus de prof. I. Nicula a întocmit pentru armarea simetrică abace de calcul în reprezentare relativă [15]. Metoda de calcul cu ajutorul diagramelor de interacţiune are foarte multe avantaje, printre care cele mai importante sînt: rapiditate, calcul posibil pe variante, studii şi comparaţii, claritate în cuprinderea fenomenului.

În paragraful 2.1 am arătat cîteva proprietăţi ale curbelor de interacţiune. Fapul că diagrama de interacţiune este convexă permite înlocuirea acesteia cu un poligon înscris. În acest caz este suficient să demonstrăm că o pereche de eforturi (M, N) se află în interiorul poligonului pentru a fi siguri că ne aflăm în domeniul de stabilitate [24].

Pentru excentricitate mică ($\xi > 0{,}55$, STAS 8 000/67 în revizuire) nu se cunoştea mărimea efortului unitar în armătura mai puţin comprimată, fapt ce conducea la scrierea ecuaţiei de momente interioare în raport cu această armătură. Porţiunea de curbă de interacţiune din această zonă era înlocuită cu o dreaptă, înlocuire acoperitoare faţă de fenomenul real.

Deplasarea axei neutre, de la $-\infty$ la $+\infty$ pe planul secţiunii transversale a unui element de beton armat, generează cîteva situaţii particulare reprezentate în fig. 10 împreună cu diagrama de interacţiune. Vectorul $\overline{ES}$ care reprezintă aportul armăturii, se poate descompune după direcţiile Δ_1 şi Δ_2 şi obţinem $\overline{ED}$, $\overline{DS}$, vectorii corespunzători armăturilor A_a respectiv A_a'. La aceeaşi cantitate totală de armătură ($A_a + A_a'$), vectorul $\overline{ES}$ (fig. 10) poate lua valori şi orientări diferite cînd axa neutră se plimbă pe secţiune (ξ variază). Studiind fig. 10 observăm că vectorul $\overline{OE}$ acoperă toată zona B (beton simplu), iar vectorul $\overline{ES}$ acoperă toată zona A (armătură).

Dacă reprezentăm curbele de interacţiune în sistem absolut (fig. 11), observăm că aceeaşi pereche de eforturi S (M, N) poate fi preluată cu diferite secţiuni de beton armat ale căror curbe trec prin S. Se observă că şi la secţiunile de beton armat reprezentarea relativă a diagramelor de interacţiune pierde influenţa formei secţiunii.

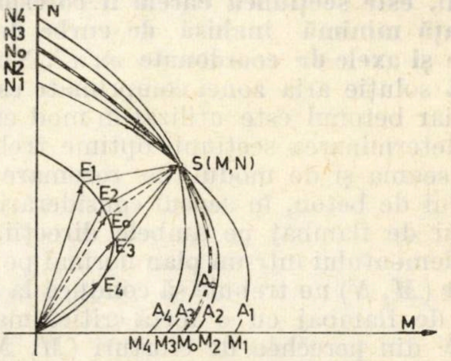


Fig. 11 – Curbe de interacţiune pentru o secţiune de b.a. cu armătură variabilă

3. DIMENSIONAREA ECONOMICĂ A SECŢIUNILOR DE BETON ARMAT

3.1. Teorema de minimum şi dimensionarea optimă

Fiind dată o secţiune de beton pe care trebuie să o dimensionăm pentru a prelua perechea de eforturi S (M, N), observăm din fig. 11 că putem determina o mulţime de secţiuni, fiecare cu o mulţime de perechi de armături (A_a, A_a') reprezentate de vectorii $\overline{EiS}$, care să fie capabile efoturilor date.

Fiecare vector $\overline{EiS}$, translatat cu originea pe curba de interacţiune a secţiunii de beton simplu, generează o curbă de interacţiune a secţiunii de beton armat. Este evident că vectorul corespunzător armăturii minime ($A_a + A_a'$) este cel mai scurt vector $\overline{EoS}$. Acesta va genera, în translaţia lui cu originea pe curba E, o curbă de interacţiune A_0 care are o proprietate particulară faţă de toate celelalte curbe de interacţiune care trec prin punctul S, şi anume:

Curba de interacţiune corespunzătoare dimensionării optime, din punct de vedere al consumului de armătură, a unei secţiuni de beton armat solicitată la compresiunea excentrică, închide către axele de coordonate M, N, suprafaţa minimă.

Denumim această regulă, enunţată mai sus, teorema de minimum a curbelor de interacţiune.

Curba optimă de interacţiune (A_0—vezi fig. 11) asigură o secţiune de beton armat care să preia perechea de eforturi S (M, N) fără excesul nici uneia din capacităţile portante la solicitările pure M_0, N_0.

În lucrarea [19], în care s-au tratat curbele de interacţiune între încovoiere şi torsiune, s-a denumit coeficient de influenţă raportul

$$\alpha = \frac{M^2_{\text{pur}}}{T^2_{\text{pur}}} \tag{9}$$

în care M_{pur} îşi T_{pur} sînt capacităţile portante la încovoiere simplă, respectiv torsiunea simplă, ale aceluiaşi element.

Funcţia de cost a unei lungimi unitare dintr-un element de beton armat este legată prin teorema de minim de coeficientul de influenţă al secţiunii. În cazul compresiunii excentrice, pentru determinarea lui α se iau în considerare M_{pur} şi N_{pur} (forţă axială cu excentricitate accidentală)

$$C = \Phi(\alpha) = C_a + C_c + C_b \tag{10}$$

Reprezentînd într-un sistem de axe de coordonate (α, C) relaţia (10) obţinem pentru C minim valoarea lui α optim care caracterizează secţiunea optimă pe criteriul costului minim (fig. 12). Se observă că cele trei materiale intră cu ponderi diferite datorită preţurilor şi coeficienţilor de transport (fig. 1), armătura deţinînd principalul rol. Există o corespondenţă biunivocă între coeficienţii de influenţă α şi curbele de interacţiune prin relaţia (9).

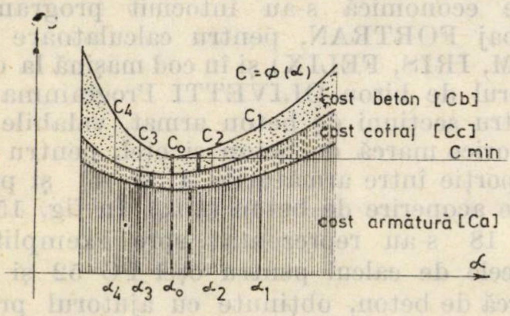


Fig. 12 — Variaţia costului elementului de beton armat în funcţie de coeficientul de influenţă α

Arătăm că parametrul α cuprinde foarte multe criterii tehnico-economice referitoare la calculul secţiunilor de beton armat (formă, procente de armare, mărci materiale etc.).

Determinarea soluţiei cu consum de oţel minim este foarte aproape de dimensionarea optimă pe criteriul costului minim, diferenţele fiind acoperite de consumurile constructive (fig. 12).

3.2. Dimensionarea economică — Rezolvarea analitică

Optimizarea dimensionării secţiunilor de beton armat solicitate la compresiune excentrică pe criteriul de cost minim se poate face utilizînd metodele programării matematice [10], [12] [13]. Se scriu, pentru relaţiile de restricţii, tocmai ecuaţiile de echilibru:

$$N = b \cdot x \cdot R_c + A'_a \cdot R_a \cdot K' - A_a \cdot R_a \cdot K \tag{11}$$

$$M = b \cdot x \cdot R_c \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{2}\right) + (A'_a \cdot R_a \cdot K' + \\ + A_a \cdot R_a \cdot K) \cdot \left(h_0 - \frac{h}{2}\right) \tag{12}$$

Coeficienţii de lucru ai armăturilor se iau conform relaţiilor (5) şi (6):

$$\begin{matrix} -1 \leqslant k \leqslant 1 \\ -1 \leqslant k' \leqslant 1 \end{matrix} \tag{13}$$

$$\left.\begin{matrix} 0 < b \ ; \ h \\ 0 < A_a \ ; \ A'_a \end{matrix}\right\} \text{condiţii de nenegativitate} \tag{14}$$

Costul unei lungimi unitare a elementului se va scrie:

$$C = (A_a + A'_a)\alpha_a \cdot c_a \cdot K_a + b \cdot h \cdot c_b \cdot K_b + \\ + 2\,(b + h)\ c_c \cdot K_c \tag{15}$$

în care c_a, c_b, c_c sînt coeficienţii de pondere conform [20].

Relaţia (15) reprezintă funcţia-obiectiv (scop), iar soluţiile problemei trebuie să minimizeze această funcţie. Problema face parte din programarea neliniară, şi anume aparţine domeniului programării dinamice [12], [10].

Menţionăm că în condiţiile (14) se pot include şi nişte restricţii constructive, şi atunci aceste relaţii se transformă în ecuaţii de restricţii (intră în sistem).

Pentru o secţiune dată, armarea optimă reprezintă determinarea vectorului $\overline{ES}$ cu suma proiecţiilor de Δ_1 şi Δ_2 de lungime minimă (fig. 10 şi 11). Utilizînd relaţiile din geometria analitică, pentru o pereche de solicitări în exprimare relativă (m, n) se obţine ecuaţia de gradul 2 în ξ

$$\begin{gathered} \xi^2 + \left(2\lambda - \frac{h}{h_0}\right)\xi + m - \lambda n = 0 \\ \lambda = \left(1 - 0{,}5\frac{h}{h_0}\right) \end{gathered} \tag{16}$$

La calculatoare mari se apelează la subrutine din propriul *software* care rezolvă şi asemenea probleme. Din programele întocmite, dăm mai jos elementele necesare soluţiei analitice:

$$D = \sqrt{\left(0{,}5\,\frac{h}{h_0} - \lambda\right)^2 + \lambda n - m} \tag{17}$$

$$\xi_{1,2} = \left(0{,}5\,\frac{h}{h_0} - \lambda\right) + D \tag{18}$$

Se obţine în final poziţia axei neutre (ξ) pentru care suma $A_a + A'_a$ devine minimă. În continuare, pentru lungimea vectorului $\overline{ES}$ avem expresia:

$$ES = \sqrt{(n-\xi)^2 + \left[m - 0{,}5\,\xi\left(\frac{h}{h_0} - \xi\right)\right]^2} \qquad (19)$$

cu un coeficient unghiular

$$\mathrm{tg}\,\alpha = \frac{m - 0{,}5\,\xi\left(\dfrac{h}{h_0} - \xi\right)}{n - \xi} \qquad (20)$$

Pentru aflarea efectivă a cantităţilor de armătură A_a şi A'_a, se determină proiecţiile lui $\overline{ES}$ pe dreptele Δ_1 şi Δ_2 (fig. 10).

3.3. Dimensionarea economică — Rezolvarea grafoanalitică

Dacă analizăm relaţiile de echilibru (11) şi (12), observăm că pentru anumite valori ale parametrului ξ coeficienţii de lucru ai armăturilor devin subunitari şi reduc pînă la 0,00 efortul în una din armături. Se deduce cu uşurinţă că o astfel de armătură, asupra căreia influenţează negativ coeficienţii de lucru, nu este folosită eficient. Din studiul fig. 10 putem observa, de asemenea, că nişte perechi de solicitări $S(m, n)$, care au vectorul cel mai scurt $\overline{ES}$ aproape paralel cu una din dreptele Δ_1, Δ_2, la descompunerea acestuia dau o proiecţie maximă pe una din direcţii şi minimă pe cealaltă.

În funcţie de poziţia axei neutre şi de eforturile care apar pe secţiunea transversală, precum şi în funcţie de soluţiile pentru armarea economică, se poate împărţi planul *m o n* în mai multe zone [10] dintre care cele mai importante sînt prezentate în fig. 13.

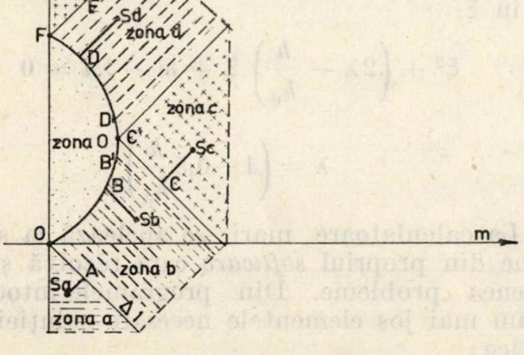


Fig. 13 – Zone de dimensionare economică la încovoiere cu forţa axială

Se disting astfel:

Zona O. În această zonă, secţiunea de beton simplu poate prelua perechea de eforturi *M*, *N* fără a atinge starea limită ultimă de rezistenţă. Starea limită se atinge numai pe frontiera zonei *O*.

Zona a. Întreaga secţiune este întinsă, betonul este fisurat, iar perechea de eforturi *M*, *N* se preia numai prin armături. Cînd punctul *s* (*m*, *n*) se află pe dreapta Δ_1, axa neutră atinge marginea superioară a secţiunii.

Zona b. În această zonă, pe secţiunea transversală apar şi eforturi de compresiune. Armătura comprimată A'_a este folosită ineficient şi trebuie redusă la minimum necesar pe considerente constructive.

Zona c. Axa neutră se situează aproximativ în apropierea centrului de greutate al secţiunii. Ambele armături sînt la fel de încărcate. Se poate arma simetric. Este mai economică, însă, o soluţie cu secţiunea de beton mai mare, în special în zona comprimată.

Zona d. Axa neutră se apropie mult de armătura întinsă A_a, care nu este folosită eficient. Este indicată reducerea acestei armături la minimum necesar pe considerente constructive.

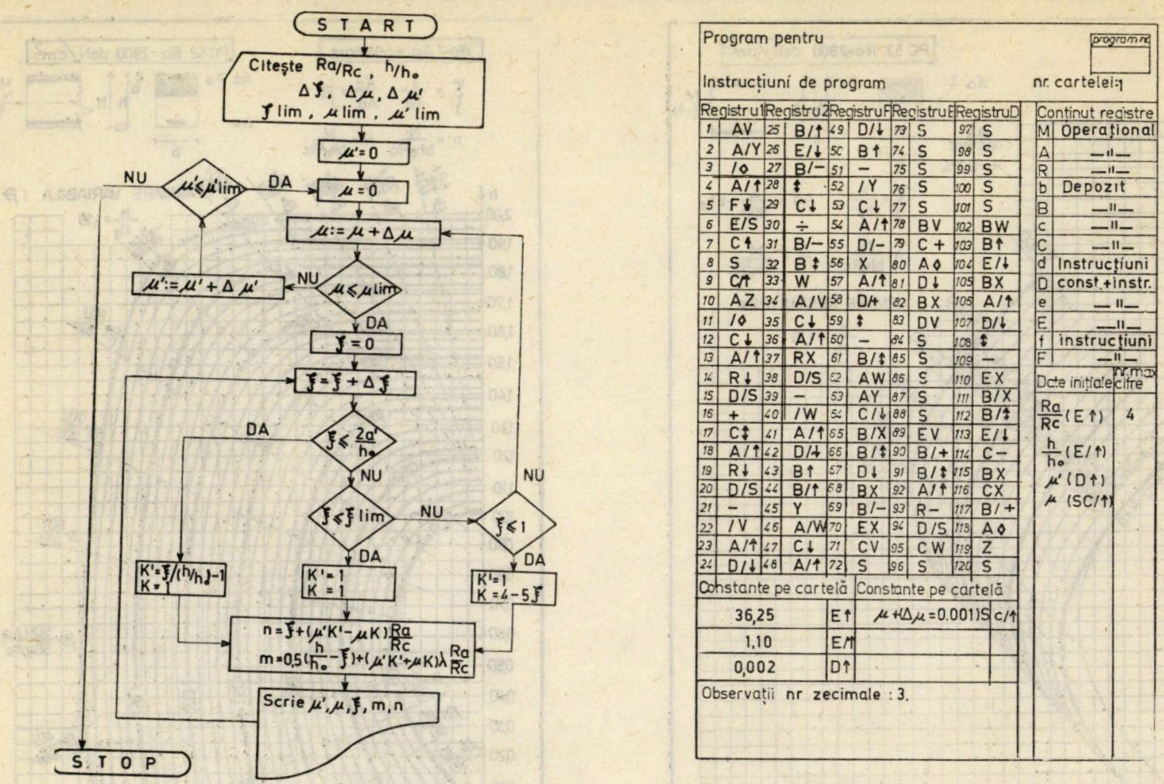
Zona e. Întreaga secţiune transversală a elementului este comprimată. Cînd punctul *s*(*m*, *n*) se află pe dreapta Δ_2, axa neutră părăseşte secţiunea (se află la partea inferioară a secţiunii).

Se recomandă reducerea la minimum constructiv A_a şi eventual şi A'_a prin majorarea secţiunii de beton.

În scopul elaborării unor abace de dimensionare economică s-au întocmit programe în limbaj FORTRAN, pentru calculatoare mari (IBM, IRIS, FELIX) şi în cod maşină la calculatorul de birou OLIVETTI Programma 101, pentru secţiuni de beton armat, valabile pentru orice marcă de beton şi oţel, pentru orice proporţie între armăturile A_a şi A'_a şi pentru orice acoperire de beton (h/h_0). În fig. 15, 16, 17, 18 s-au reprezentat spre exemplificare abacele de calcul pentru oţel PC 52 şi orice marcă de beton, obţinute cu ajutorul programelor elaborate.

Menţionăm că abacele determinate se pot utiliza pentru oricare din prescripţiile noastre [21], [23], [30] care menţin pentru armătură aceeaşi rezistenţă R_a, iar pentru beton dau rezistenţe diferite.

Utilizînd metoda grafoanalitică, s-au obţinut, pentru prima dată faţă de alte norme care utilizează diagramele de interacţiune, abace de armare economică a secţiunilor dreptunghiulare (ex. fig. 18). Trebuie să precizăm că pentru anumite zone delimitate şi pe abaca 18, este necesar să se verifice şi respectarea procentelor minime de armare conform prevederilor din norme. De asemenea, s-au adus unele corecturi foarte severe la care se pot face reveniri după o perioadă de utilizare a acestor abace.


START
Citește Ra/Rc , h/h₀
Δξ, Δμ, Δμ'
ξ lim , μ lim , μ' lim
μ' = 0
μ'≤μ'lim
NU
DA
μ = 0
μ := μ + Δμ
μ' := μ' + Δμ'
μ≤μlim
NU
DA
ξ = 0
ξ = ξ + Δξ
ξ ≤ 2a'/h₀
DA
NU
ξ≤ξ lim
NU
DA
ξ≤1
NU
DA
K' = ξ/(h/h₀)−1
K = 1
K' = 1
K = 1
K' = 1
K = 4−5ξ
n = ξ + (μ'K' − μK) Ra/Rc
m = 0,5(h/h₀ − ξ) + (μ'K' + μK) λ Ra/Rc
Scrie μ', μ, ξ, m, n
STOP

Program pentru

program nr.

Instrucțiuni de program

nr. cartelei: 1

Registru 1		Registru 2		Registru F		Registru E		Registru D	
1	AV	25	B/↑	49	D/↓	73	S	97	S
2	A/Y	26	E/↓	50	B ↑	74	S	98	S
3	/◊	27	B/−	51	−	75	S	99	S
4	A/↑	28	↕	52	/Y	76	S	100	S
5	F↓	29	C↓	53	C↓	77	S	101	S
6	E/S	30	÷	54	A/↑	78	BV	102	BW
7	C↑	31	B/−	55	D/−	79	C +	103	B↑
8	S	32	B ↕	56	X	80	A ◊	104	E/↓
9	C/↑	33	W	57	A/↑	81	D↓	105	BX
10	AZ	34	A/V	58	D/↓	82	BX	105	A/↑
11	/◊	35	C↓	59	↕	83	DV	107	D/↓
12	C↓	36	A/↑	50	−	84	S	108	↕
13	A/↑	37	RX	61	B/↕	85	S	109	−
14	R↓	38	D/S	52	AW	86	S	110	EX
15	D/S	39	−	53	AY	87	S	111	B/X
16	+	40	/W	54	C/↓	88	S	112	B/↕
17	C↕	41	A/↑	65	B/X	89	EV	113	E/↓
18	A/↑	42	D/↓	66	B/↕	90	B/+	114	C−
19	R↓	43	B↑	57	D↓	91	B/↕	115	BX
20	D/S	44	B/↑	68	BX	92	A/↑	116	CX
21	−	45	Y	69	B/−	93	R−	117	B/+
22	/V	46	A/W	70	EX	94	D/S	118	A◊
23	A/↑	47	C↓	71	CV	95	CW	119	Z
24	D/↓	48	A/↑	72	S	96	S	120	S

Constante pe cartelă		Constante pe cartelă	
36,25	E↑	$\mu+(\Delta\mu=0.001)$S	c/↑
1.10	E/↑		
0,002	D↑		

Observații nr zecimale : 3.

Conținut registre	
M	Operațional
A	—"—
R	—"—
b	Depozit
B	—"—
c	—"—
C	—"—
d	Instrucțiuni
D	const.+instr.
e	—"—
E	—"—
f	instrucțiuni
F	—"—

Date inițiale	nr. max cifre
$\frac{Ra}{Rc}$ (E↑)	4
$\frac{h}{h_0}$ (E/↑)	
μ' (D↑)	
μ (SC/↑)	

Fig. 14 — Schema logică pentru abace de calcul la compresiune excentrică

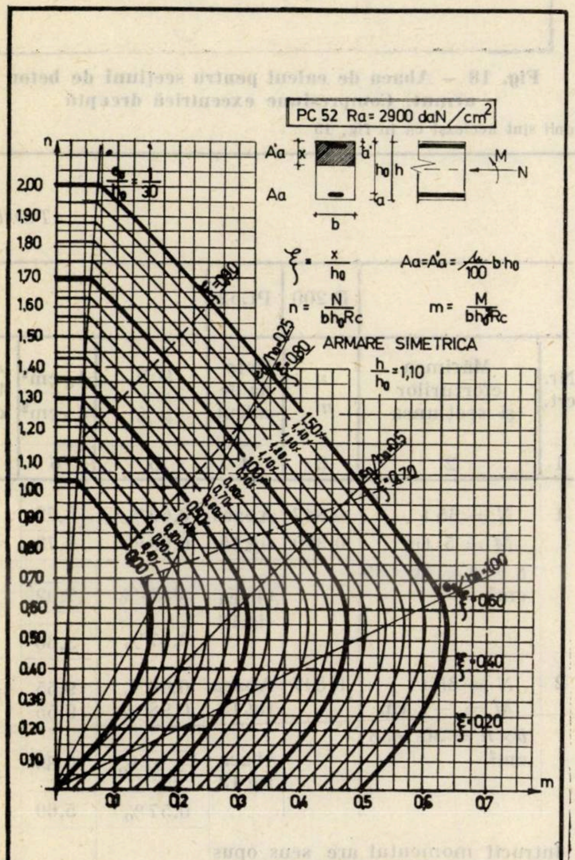


Fig. 15 — Abaca de calcul pentru secțiuni de beton armat. Compresiune excentrică dreaptă

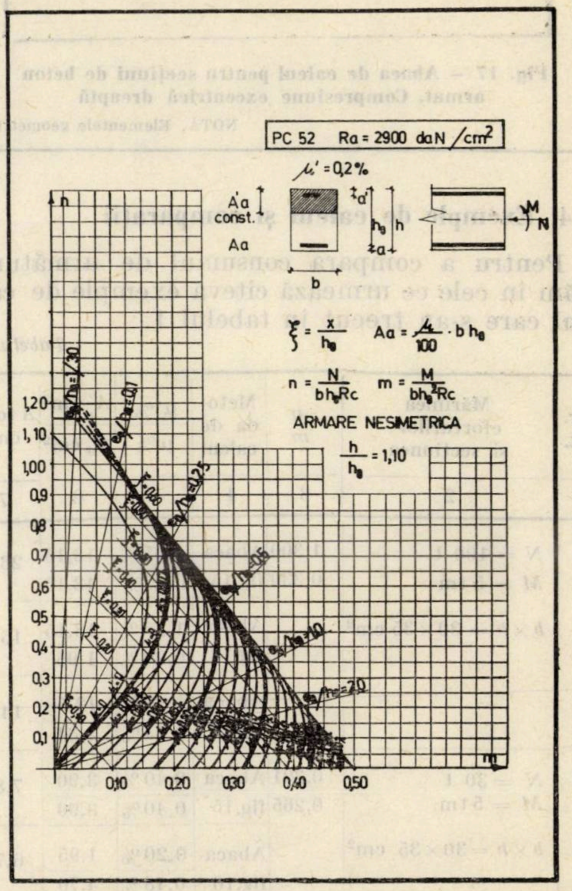


Fig. 16 — Abaca de calcul pentru secțiuni de beton armat. Compresiune excentrică dreaptă

NOTĂ: Elementele geometrice ale secțiunii sînt aceleași ca în fig. 15

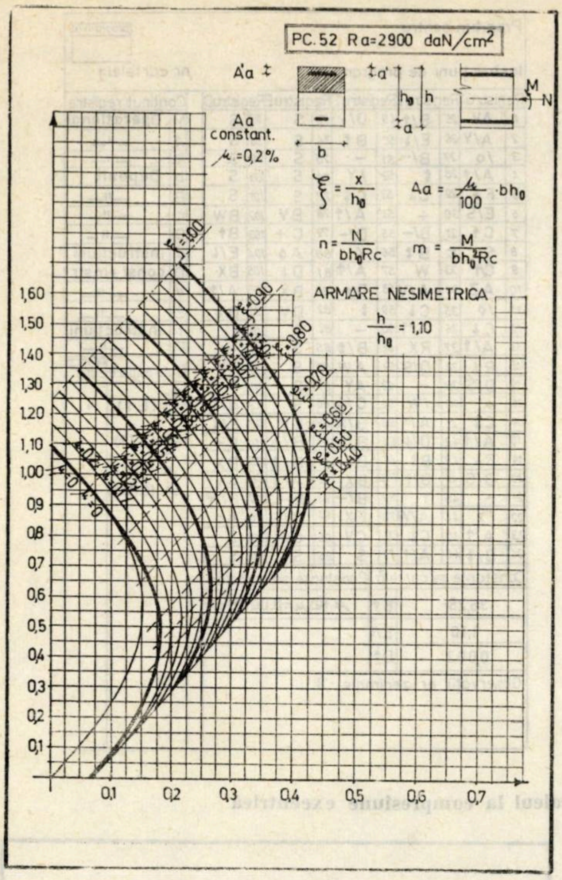


Fig. 17 – Abaca de calcul pentru secţiuni de beton armat. Compresiune excentrică dreaptă

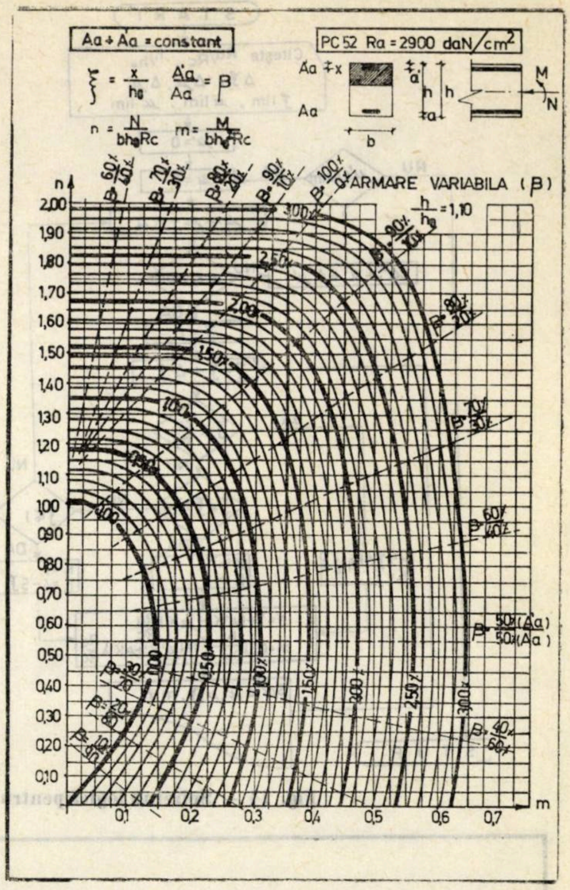


Fig. 18 – Abaca de calcul pentru secţiuni de beton armat. Compresiune excentrică dreaptă

NOTĂ. Elementele geometrice ale secţiunii sînt aceleaşi ca în fig. 15

3.4. Exemple de calcul şi comparaţii

Pentru a compara consumul de armătură, dăm în cele ce urmează cîteva exemple de calcul care s-au trecut în tabelul 1.

Tabelul 1

Nr. crt.	Mărimea eforturilor şi secţiunea	n m	Metoda de calcul	$\mu'\%$ $\mu\%$	A'_a cm² A_a cm²	A total cm²
1	2	3	4	5	6	7
1	$N = 100$ t $M = 5$ tm	1,300 0,330	Abaca fig.15	1,35 % 1.35%	13,15 13,15	26,30
	$b \times h = 30 \times 35$ cm²		Abaca fig.17	1,35 % 0,20 %	13,15 1,95	15,10
			Abaca fig.18	1,28 % 0,24 %	12,50 2,34	14,84
2	$N = 30$ t $M = 5$ tm	0,391 0,265	Abaca fig.15	0,40 % 0,40%	3,90 3,90	7,80
	$b \times h = 30 \times 35$ cm²		Abaca fig.16	0,20 % 0,48 %	1,95 4,70	6,75
			Abaca fig.18	0,28 % 0,42 %	2,73 4,10	6,93

Tabelul 2

Nr. crt.	Mărimea eforturilor şi secţiunea	n m	Metoda de calcul	$\mu'\%$ $\mu\%$	A'_a cm² A_a cm²	A total cm²
		B 200	PC52			
1	2	3	4	5	6	7
1	$N = 65$ t $M = 5$ tm $b \times h = 30 \times 35$ cm²	0,847 0,310	Abaca fig.15	0,69 % 0,69 %	6,73 6,73	13,46
			Abaca fig.18	$\boxed{0,72\,\%}$ 0,37 %	$\boxed{7,02}$ 3,60	10,62
2	$N = 65$ t $M = -7$ tm $b \times h = 30 \times 35$ cm²	0,847	Abaca fig.15	0,98 % 0,98 %	9,55 9,55	19,10
			Abaca fig.18	$\boxed{1,01\,\%}$ 0,57 %	$\boxed{9,85}$ 5,60	15,45
	Întrucît momentul are sens opus celui iniţial, A_a schimbă poziţia cu A'_a. Se aleg armăturile încadrate, întrucît elementul este solicitat la momentele alternante de la pct. 1 şi 2			0,72 % 1,01 %	7,02 9,85	$\boxed{16,87}$

Secţiunea are dimensiunile 30 × 35 — din B 200 şi PC 52. Dintr-un calcul preliminar a rezultat pentru influenţa flambajului în planul forţelor $\eta = 1{,}2$. Pentru h/h_0 se ia 1,10, iar pentru excentricitatea adiţională $e_{ad} = 2$ cm.

$$m = \frac{M + e_{ad} N}{b\, h_0^2 R_e} \cdot \eta \tag{21}$$

$$n = \frac{N}{b \cdot h_0 \cdot R_c} \tag{22}$$

O primă observaţie este la adresa armării simetrice care se depărtează foarte mult de o armare economică. Abacele 16, 17, 18 asigură o armare economică cu respectarea restricţiilor aferente ipotezelor admise.

Abaca 18 are o eficienţă deosebită la momente alternante pentru care, în practică, se procedează întotdeauna la armarea simetrică luînd în calcul momentul cel mai mare.

Studiind cele două tabele cu exemple de calcul, se obervă că economiile de oţel ce se pot obţine sînt substanţiale. Pe un număr mare de cazuri s-a dedus, în medie, pentru armarea nesimetrică faţă de cea simetrică, o economie cuprinsă între 10 şi 20 % şi uneori mai mare în anumite cazuri specifice.

4. OBSERVAŢII FINALE

Preocupările pentru proiectarea economică a structurilor de rezistenţă devin din ce în ce mai actuale şi se situează tot mai mult în atenţia proiectanţilor din domeniul construcţiilor.

Cîţiva factori de mare importanţă influenţează în mod hotărîtor asupra orientărilor de acest gen în activitatea de proiectare. Dintre factorii cu influenţă majoră amintim:

— Caracteristica dominantă a politicii economice aplicată în sistemul nostru economic de ridicare a eficienţei investiţiilor.

— Dezvoltarea tehnicii moderne de calcul, care permite abordarea unor probleme de minimax şi cercetarea operaţională.

— Dezvoltarea teoriei de calcul al structurilor cu luarea în considerare a anumitor aspecte — neglijate în metodele clasice — şi care vin să descopere rezervele neevidenţiate pînă în prezent.

4.1. Aspecte privind siguranţa structurilor

Aplicînd o dimensionare economică elementelor de beton armat, se obţin cu cheltuieli mai mici structuri la care coeficientul global de siguranţă se poate asigura la aceeaşi valoare ca în metodele clasice, iar fenomenul este mai bine stăpînit. Trebuie să arătăm că dimensionarea se face în secţiunile cu perechile de eforturi cele mai periculoase, iar în toate celelalte secţiuni avem o situaţie mult acoperitoare (de obicei, diagramele de momente schimbă semnul în zona centrală a stîlpilor).

Fenomenul de flambaj trebuie cuprins în calcul prin determinarea cu anticipaţie a coeficientului η. În lucrarea [5] se tratează în mod deosebit acest fenomen şi o serie de aspecte legate de solicitarea peste limita elastică.

A rezultat, pentru unele zone ale curbei de interacţiune, că armarea nesimetrică cu una din armături (A_a sau A_a') redusă la minimum constructiv reprezintă armarea economică. Armătura constructivă trebuie respectată cu stricteţe în zonele cele mai solicitate ale elementului, pe considerente nestudiate în prezenta lucrare — contracţii, curgere lentă — fenomene dezvoltate amplu în lucrările de specialitate [4], [15], [16], [17], [28].

4.2. Asupra unor aspecte privind proiectarea

Considerăm că aplicarea de către proiectanţi a unor metode şi procedee de dimensionare economică a structurilor de beton armat, în special la solicitările cu frecvenţă mare, conduce în final la obţinerea unor economii substanţiale de eforturi materiale şi băneşti în domeniul investiţiilor.

Studiul prezentat încearcă să analizeze o infimă secvenţă din multitudinea de probleme şi aspecte legate de dimensionarea economică a structurilor de rezistenţă.

BIBLIOGRAFIE

[1] AVRAM C. : *Béton non armé et béton faiblement armé*. Rapport justificatif et explicatif à l'ADDITIF aux ,,Recommandations internationales pour le calcul et l' éxécution des ouvrages en béton (C.E.B. — F.I.P., Juin 1970)'' A 14-a sesiune plenară C.E.B., Copenhaga, mai 1971.

[2] AVRAM C. : *Referitor la a doua ediţie (1970) a ,,Recomandărilor internaţionale pentru calculul şi execuţia construcţiilor din beton'' (CEB — FIP)*. Rev. Construcţii nr. 8, 1971,

[3] AVRAM C. : *Aplicarea principiilor de calcul probabilistic şi semiprobabilistic la proiectarea elementelor de construcţii din beton, beton armat şi beton precomprimat— Elaborarea noilor prescripţii în R. S. România şi corelarea lor cu recomandările internaţionale în acest domeniu.* A V-a Conferinţă de betoane, Timişoara, oct. 1972.

[4] AVRAM C,. FĂCĂOARU I., FILIMON I. MÎRŞU O., TERTEA I: *Rezistenţele şi deformaţiile betonului*. Bucureşti, Editura Tehnică, 1971.

[5] AGENT R. : *Asupra calculului stîlpilor de beton armat la compresiune excentrică, ţinînd seama de flexibilitate.* Revista Construcţii nr. 2/1971.

[6] ACI — 318—63 *Building Code Requirements for Reinforced Concrete.*

[7] BENNÖ L. : *Bemessungs verfahren-Zahlentafeln und Zahlenbeispiele.* Wihelm Ernst + Sohn, Berlin — München — Düsseldorf, 1971.

[8] *Bemessung für biegung mit Längskraft.* Berlin — München — Düsseldorf, 1972.

[9] CIŞMIGIU ALEX : *Forţe. Materiale.. Structuri.* Rev, ,,Arhitectura'' nr. 3 + 4/1972.

[10] CABRÈ MORAN FR : *Càlculo de secciones de hormigòn armado, sometidas a solicitaciones normales, en el estado limite ultimo.* Monografias del INSTITUTO EDUARDO TORROJA — Madrid, 1972.

[11] CEB—FIP: *Recommandations internationales pour le calcul et l'éxécution des ouvrages en béton.* Seconde édition. London, Cement and Concrete Association, 1970.

[12] DRAGOMIRESCU M., MALIȚA M. : *Programare neliniară.* Editura științifică, București, 1972.

[13] DARGA E., LIMA J., TEIXEIRA COELHO A., MONTEIRO V. : *Manual de betao armado.* Laboratorio nacional de Engenharia Civil, Lisabona, 1970,

[14] GRASSER E., LINSE D. : *Bemessungstafeln für Stahlbetonquerschnitte auf der Grundlage der neuen DIN 1045,* Düsseldorf, Werner — Verlag, 1972.

[15] NICULA I., PAVEL C., LÖBEL L. TANNENBAUM M., WEISEMBERG M. : *Ghid practic pentru calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat.* Ed. Tehnică, București, 1971.

[16] PETCU V. : *Calculul structurilor de beton armat în domeniul plastic.* Ed. Tehnică, București, 1972.

[17] PETCU V. : *Proprietățile plastice ale secțiunilor de beton armat.* Studii și cercetări INCERC nr. 2/1971, București

[18] POP ALEX. : *Reinforced concrete grids in plastic stage.* Abstract for printing în Journal A.C.I.-1973 — West Virginia University.

[19] POP ALEX. : *Rețele de grinzi din beton armat în domeniul plastic.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții nr. 8/1963, București.

[20] POP ALEX. : *Dimensionarea economică a betonului armat — Elemente solicitate la încovoiere.* Rev. Construcții nr. 6/1972.

[21] * * * *Normativ de calcul al elementelor de beton armat prin metoda la rupere.* P 58—70.

[22] * * * *Betonnîe i jelezobetonnîe konstrucții. Normî proektirovania* SNIP II B1—62.

[23] *Calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat.* STAS 8 000—67.

[24] SBAROUNIS J.A. : *Columns working stress design.* Illinois University, 1964.

[25] SZALAI K. : *Necotorîe problemî rasceta nesusșei sposobnosti sjatîh jelezobetonnîh sterjnei.* Budapesta, 1970.

[26] SZALAI K. : *Load-bearing capacity of reinforced concrete compression members.* Acta Tehnica 65/1969, Budapesta.

[27] TANNENBAUM M. : *Despre calculul la compresiunea excentrică al elementelor de beton armat.* Conferința a V-a de betoane, Timișoara, 1972.

[28] TERTEA I. : *Contribuții la studiul rigidității de durată a elementelor încovoiate de beton armat.* Teză de doctorat — Timișoara, 1962.

[29] VARENIK E.I. : *Bazele analizei tehnico-economice a elementelor de construcții.* București E.S.A.C.1954.

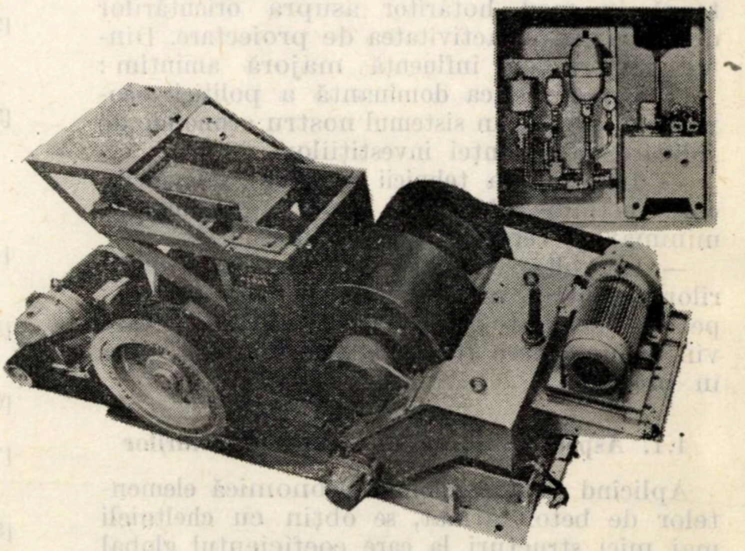
[30] * * * *Calculul și alcătuirea elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat pentru construcții civile și industriale.* — Proiect de STAS — Revizuirea STAS 8 000—67. Conferința a V-a de betoane, Timișoara, 1972.

Primit la redacție la 29 martie 1973.

Proiectare—producție—realizare de beneficii cu produsele KLEEMANN

Livrăm balastiere complete și mașini pentru întreprinderile chimice, de produse ceramice și silicatice. Datorită productivității ridicate a concasoarelor cu fălci, a concasoarelor giratoare, a morilor cu bare tubulare, a sitelor vibratoare etc., înlocuirea utilajelor vechi se amortizează foarte repede.

Moară cu valțuri dure pentru concasarea pietrișului, a cuarțitului, a corindonului și a altor minerale, cu siguranță hidraulică contra suprasarcinii și reglare a fantei. Deplasarea transversală a valțului mobil asigură o uzură uniformă a mantalei valțurilor.



Vă rugăm să ne trimiteți date pentru elaborarea unor oferte detaliate.

KLEEMANN'S VEREINIGTE FABRIKEN

MASCHINENBAU UND EISENGIESSEREI, ABT. A 1. ● 7000 STUTTGART 61, REPUBLICA FEDERALĂ GERMANIA

Telefon: (0711) 33 73 81 ● Telex: 07/253 431 ● Adresa telegrafică: Kleemannwerke Stuttgart 61, Postfach (POB) 66

PUBLICOM

Una din problemele care au suscitat discuţii cu ocazia anchetelor la redactările I și II ale „Instrucţiunilor tehnice provizorii pentru proiectarea construcţiilor cu structura din diafragme de beton armat monolit”, elaborate de ISART împreună cu Catedra de construcţii din beton armat a Institutului de construcţii București, este cea a modului de stabilire a lăţimii de conlucrare a tălpilor la diafragme în formă de T, L, I și [. S-au emis păreri că lăţimea de conlucrare admisă în proiectul de instrucţiuni, în lipsa unor date experimentale și teoretice concludente, ar fi prea mică. De asemenea, această lăţime este în orice caz limitată la marginea primului șir de goluri din talpă.

În cursul ultimului an au fost primite la redacţia revistei două lucrări în care se tratează bazele teoretice ale stabilirii lăţimii de conlucrare a tălpii, extinzîndu-se studiul și la cazul tălpilor cu șiruri de goluri suprapuse, respectiv la posibilitatea luării în considerare în calcul a faptului că prin rigiditatea buiandrugilor din planul tălpilor sînt antrenate în lucru și plinurile de dincolo de primul șir de goluri. Cu cît buiandrugii sînt mai rigizi, cu atît acest efect este mai important. În cele ce urmează sînt prezentate cele două lucrări, și anume : „Despre conlucrarea spaţială a diafragmelor ortogonale” de ing. Einar Keintzel de la Institutul Proiect-Brașov, și „Consideraţii privind rigiditatea la încovoiere a nucleelor din beton armat pentru clădiri înalte” de dr. ing. Radu Marinov de la Institutul de proiectări Timișoara (IPROTIM).

Este de remarcat că, deși ambele lucrări abordează în linii generale aceeași problemă, ele diferă ca grad de generalitate și ca nivel de aproximaţie, și anume :

- În articolul ing. E. Keintzel se tratează problema considerînd cazul general al unei tălpi cu un număr oarecare de șiruri de goluri, corelîndu-se cu cazul limită al tălpii pline. Pentru a putea trata suficient de simplu acest caz general, autorul a apelat la unele aproximaţii în ce privește legea de distribuţie pe verticală a forţelor de lunecare între buiandrugi.
- In articolul dr. ing. R. Marinov nu se utilizează această aproximaţie, în schimb problema este tratată prin exemplificare pe un caz particular, și anume cel al unui nucleu de diafragme cu două șiruri de goluri dispuse simetric. Totodată, se neglijează în calcul deformaţiile de lunecare ale montanţilor tălpii, ceea ce, în cazul buiandrugilor foarte rigizi, duce la rigidităţi prea mari, putînd chiar depăși pe cele ale tălpii pline. Deci, metoda propusă de autor își găsește aplicare în domeniul situaţiilor cînd montanţii sînt rigizi în raport cu buiandrugii.

Considerăm că publicarea celor două lucrări, care extind și îmbogăţesc cu aspecte noi sfera de preocupări auspra calculului structurilor formate din diafragme, va fi primită cu interes și va constitui o bază de pornire și pentru alte contribuţii, teoretice și experimentale, de natură a contura problema sub toate aspectele ei și a permite o îmbunătăţire în consecinţă a prescripţiilor și uzanţelor actuale de calcul. Se menţionează că în ultima redactare a instrucţiunilor citate mai sus a fost introdus un paragraf referitor la posibilitatea folosirii unor ipoteze de calcul de felul celor care fac obiectul celor două lucrări.

REDACŢIA

CZ 624.043.2:728.1.011.27

DESPRE CONLUCRAREA SPAŢIALĂ A DIAFRAGMELOR ORTOGONALE

Ing. EINAR KEINTZEL
Institutul „Proiect — Brașov”

1. INTRODUCERE

După cum se arată în [1], [7], [8], tendinţa spre folosirea cît mai raţională a rezervelor de rezistenţă ale structurilor clădirilor înalte a dus la folosirea pe scară largă a unui efect, luat în considerare înainte numai într-o măsură redusă, putînd avea însă la unele structuri o importanţă apreciabilă : este vorba de efectul conlucrării spaţiale a diafragmelor ortogonale. Astfel, considerînd și acest efect, la clădirea cu 43 etaje De Witt Chestnut Apartment Building din Chicago, avînd dimensiunile în plan de cca 24 × 37 m, executată în 1963, s-a putut renunţa complet la elementele de rezistenţă interioare, capabile să preia sarcini orizontale (structura de rezistenţă din interiorul clădirii este formată din stîlpi și planșee dală), sarcina din vînt fiind preluată exclusiv de elementele din planul faţadelor (cadre cu 14 deschideri de 1,67 m interax pe cele două faţade scurte și cu 22 deschideri de același interax pe cele două faţade lungi, înălţimea riglelor fiind de 60 cm), care prin conlucrarea lor formează un tub perforat dreptunghiular (*framed tube*). Se remarcă faptul că pentru a pune în evidenţă conlucrarea spaţială a pereţilor tubului (acţiunea de „talpă” a cadrelor perpendiculare pe direcţia sarcinilor orizontale), cadrele respective se vor calcula ţinînd seama şi de deformaţiile axiale ale stîlpilor [1], [3], [7]. Atît din acest motiv, cît şi din motivul că riglele cadrelor se realizează sub forma unor buiandrugi cu deschideri relativ mici (pentru a avea rigiditatea necesară unei transmiteri eficiente a forţelor de lunecare în lungul ,,tălpilor''), calculul acestor cadre va fi foarte apropiat de cel al diafragmelor cu mai multe şiruri de goluri, motiv pentru care se vorbeşte în continuare de diafragme ortogonale.

Se mai precizează că, pe de o parte, considerarea în calcul a conlucrării spaţiale a diafragmelor ortogonale cu goluri reprezintă o extindere a considerării conlucrării unor tălpi pline ale diafragmelor, iar pe de altă parte cazul tălpii pline poate fi obţinut ca un caz limită al cazului mai general al tălpii cu goluri.

În ce priveşte lăţimea de conlucrare a unor tălpi pline ale diafragmelor de beton armat s-a arătat în [9] că, în ipoteza unei tălpi nelimitate, aplicarea teoriei elasticităţii duce, pentru construcţii cu diafragme supuse sarcinilor seismice, la lăţimi de conlucrare de aproximativ 0,4 H, unde H reprezintă înălţimea construcţiei. Se recomandă însă în [9] ca lăţimea de conlucrare a unei tălpi să nu depăşească lăţimea şpaletului, adică să nu treacă peste goluri.

În cele ce urmează se va elimina această din urmă restricţie, analizînd şi conlucrarea spaţială a unor tălpi cu goluri ale diafragmelor.

2. CONLUCRAREA SPAŢIALĂ A TĂLPILOR CU GOLURI

În vederea unui calcul exact al conlucrării spaţiale a tălpilor cu goluri, efectuat cu ajutorul calculatoarelor electronice, se indică în literatură o serie de programe. Astfel s-a reprodus în [7] un program scris în FORTRAN pentru calculul exact al conlucrării spaţiale a unei tălpi cu un număr oarecare de goluri cu o diafragmă plină. De asemenea, s-a indicat în [3] o posibilitate de folosire a programelor pentru calculul cadrelor etajate plane şi la calculul structurilor tip tub perforat (*framed tube*), considerînd diafragmele care se întîlnesc la un colţ legate în dreptul fiecărui nivel prin cîte o bară fictivă, avînd rigiditatea la forţă axială şi la încovoiere nulă, iar rigiditatea la lunecare infinită.

Pentru a pune în evidenţă ordinul de mărime al rezultatelor care se pot obţine dintr-un calcul exact de acest fel, se dă în continuare un calcul mult simplificat al conlucrării spaţiale a diafragmelor care rigidizează o construcţie cu 16 niveluri, avînd planul din fig. 1 şi înălţimea $H = 16 \times 3{,}0 = 48{,}0$ m, sub acţiunea forţei concentrate 2 P, aplicată la vîrful construcţiei, în funcţie de rigiditatea buiandrugilor.

Întrerupînd continuitatea structurii de-a lungul secţiunilor $I-I$ şi introducînd în aceste secţiuni forţa de lunecare repartizată static nedeterminată L, aproximată ca uniform distribuită de-a lungul înălţimii construcţiei, mărimea L se poate calcula prin metoda forţelor, din ecuaţia

$$\delta_{11} L + \delta_{1p} = 0 \qquad (1)$$

reprezentînd condiţia de continuitate a alungirilor fibrelor extreme ale celor două diafragme ortogonale care se întîlnesc în dreptul secţiunii $I-I$ (forţele de lunecare L se aplică simetric la cele două capete ale diafragmelor longitudinale cu goluri, iar la cele două capete ale diafragmelor transversale pline, antisimetric).

Forţele de lunecare antisimetrice $L = 1$ produc în diafragma plină momentul încovoietor $M_1 = 1 \cdot 10$ $(H - x)$, de unde rezultă, cu $I = 12{,}5$ m^4 şi $W = 2I/d = 2{,}5$ m^3, alungirea fibrei extreme

$$\Delta_1 H = \int_0^H \varepsilon \, \mathrm{d}x = \frac{\int_0^H M_1 \, \mathrm{d}x}{E \cdot W} = \frac{2H^2}{E},$$

E reprezentînd modulul de elasticitate al diafragmelor, iar x distanţa punctului considerat de la baza construcţiei.

În mod similar, va produce forţa concentrată P, preluată în sistemul de bază static determinat de fiecare diafragmă plină, momentul încovoietor $M_p = P\,(H - x)$ şi alungirea fibrei extreme

$$\Delta_p H = \delta_{1p} = \frac{\int_0^H M_p \mathrm{d}x}{EW} = \frac{PH^2}{5\,E}$$

Pentru calculul deformaţiilor diafragmelor longitudinale se aplică metoda aproximativă pentru calculul diafragmelor cu mai multe şiruri de goluri, acţionate de sarcini orizontale avînd o distribuţie oarecare pe înălţimea diafragmei, ţinînd seama şi de deformaţiile axiale ale stîlpilor, dată în [5], [6]. Punînd condiţia ca

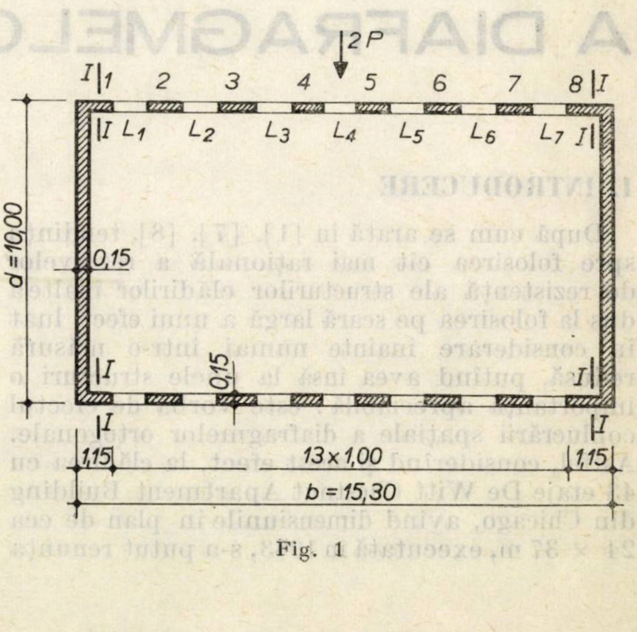


Fig. 1

energia potențială acumulată într-o diafragmă cu m stîlpi și $m-1$ șiruri de goluri să devină minimă, aplicînd metoda Ritz și admițînd în mod aproximativ forțele de lunecare L_p în buiandrugii șirului de goluri p constante pe înălțimea diafragmei, se deduce, în [5], [6] un sistem de $m-1$ ecuații, ecuația șirului de goluri p fiind

$$\left(\frac{2a^3{}_p h}{H^2 I_{rp}^{red}}+\frac{1}{A_p}+\frac{1}{A_{p+1}}\right)L_p-\frac{L_{p-1}}{A_p}-\frac{L_{p+1}}{A_{p+1}}+$$

$$+\frac{4c_p}{\sum I_k}\cdot\sum_{k=1}^{m-1}L_k c_k=\frac{6c_p h}{H^3}\,Ef \qquad (2)$$

unde s-a notat:

I_{rp}^{red} — momentul de inerție al unui buiandrug din șirul de goluri p, redus în vederea considerării deformațiilor de lunecare, a fisurării betonului și a încastrării elastice a buiandrugilor în elementele verticale;

A_p, I_p — aria și momentul de inerție al secțiunii elementului vertical p;

f — săgeata la vîrf a unei console, formată din elementele verticale ale diafragmei, sub acțiunea sarcinii exterioare;

$2a_p$ — deschiderea lumină a buiandrugilor șirului de goluri p;

$2c_p$ — deschiderea teoretică a buiandrugilor șirului de goluri p;

h — înălțimea nivelului.

Introducînd în sistemul de ecuații (2) $L_0 = 1\cdot h = h = 3{,}0$ și $f = 0$, avînd $A_1 = A_2 = A_3 = A_4 = A_5 = A_6 = A_7 = A_8 = 0{,}15$ m² și $a_1 = a_2 = a_3 = a_4 = a_5 = a_6 = a_7 = 0{,}50$ m și punînd, din considerente de simetrie, $L_4 = 0$, $L_5 = -L_3$, $L_6 = -L_2$, $L_7 = -L_1$, sistemul de ecuații (2) devine

$$-\frac{3{,}0}{0{,}15}+\left(\frac{2\cdot 0{,}5^3\cdot 3{,}0}{48{,}0^2 I_r^{red}}+\frac{2}{0{,}15}\right)L_1-\frac{L_2}{0{,}15}=0$$

$$-\frac{L_1}{0{,}15}+\left(\frac{2\cdot 0{,}5^3\cdot 3{,}0}{48{,}0^2 I_r^{red}}+\frac{2}{0{,}15}\right)L_2-\frac{L_3}{0{,}15}=0$$

$$-\frac{L_2}{0{,}15}+\left(\frac{2\cdot 0{,}5^3\cdot 3}{48{,}0^2 I_r^{red}}+\frac{2}{0{,}15}\right)L_3=0. \qquad (3)$$

Introducînd în acest sistem de ecuații diferite valori pentru I_r^{red}, se obțin necunoscutele L_1, L_2, L_3 corespunzătoare.

Forța de lunecare $L = 1$ produce în stîlpul 1 al diafragmei longitudinale cu goluri forța axială $N = (1 - L_1/h)\,(H-x)$ și, ca atare, alungirea

$$\Delta_2 H=\frac{\int_0^H N\,\mathrm{d}x}{E\cdot A_1}=\frac{(1-L_1/h)H^2}{3{,}0E}.$$

Avînd $\delta_{11} = \Delta_1 H + \Delta_2 H$, rezultă din (1)

$$L=-\frac{P}{5\left(2+\frac{1-L_1/h}{0{,}3}\right)}.$$

Partea din momentul M_p, echilibrată de forțele axiale în stîlpii 2, 3, 4 ai diafragmelor cu goluri, este

$$\Delta M = -10\,L\,L_1\,(H-x)/h, \qquad (4)$$

iar partea din momentul M_p, preluată de diafragma în formă de U de la capătul clădirii, este

$$M_{\sqsubset}=M_p-\Delta M=P\left[1-\frac{2L_1/h}{2+(1-L_1/h)/0{,}3}\right](H-x). \qquad (5)$$

În fig. 2 s-a reprezentat raportul $M_{\sqsubset}/M_p$ în funcție de I_r^{red}. Se remarcă o scădere puternică a momentului preluat de diafragmele pline datorită conlucrării spațiale a diafragmelor cu goluri, perpendiculare pe direcția sarcinii.

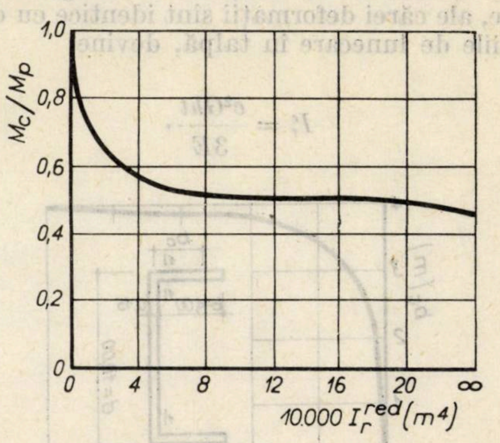


Fig. 2

NOTĂ: Pe axa ordonatelor se indică valorile raportului $M_{\sqsubset}/M_p$

Se precizează că în acest calcul s-au neglijat deformațiile de lunecare în elementele verticale, considerîndu-le mici în raport cu deformațiile buiandrugilor. Pentru a ține seama, în cazul buiandrugilor foarte rigizi, și de deformațiile de lunecare în elementele verticale, se introduce pentru acest caz un moment de inerție echivalent al buiandrugilor, determinat pentru un gol situat la mijlocul deschiderii teoretice 2 c din condiția

$$\frac{c^3}{3EI_r^e}=\frac{a^3}{3EI_r}+\frac{a\cdot k}{GA_r}+\frac{c-a}{thG},$$

adică din condiția ca săgeata din încovoiere a unei console de lungimea c, avînd rigiditatea la încovoiere EI_r^e, sub acțiunea unei forțe concentrate, aplicată la vîrful consolei, să fie egală cu săgeata din încovoiere și lunecare a unei console de lungimea a, avînd rigiditatea la încovoiere EI_r și rigiditatea la lunecare GA_r/k, precum și din lunecarea pe înălțimea unui nivel în elementul vertical, avînd grosimea t. Rezultă

$$I_r^e = \frac{I_r}{\left(\frac{a}{c}\right)^3 + \frac{3EI_r ak}{c^3 GA_r} + \frac{3EI_r(c-a)}{c^3 Ght}}. \qquad (6)$$

Deoarece consola echivalentă considerată la deducerea expresiei (6) are lungimea c, în cazul folosirii acestei expresii valoarea a, intervenind în ecuaţia (2), se va înlocui tot prin c. Pentru a considera şi influenţa fisurării, rigidităţile EI_r, GA_r şi $Gh\,t$ se pot înmulţi cu factori de reducere.

3. CAZ LIMITĂ: CONLUCRAREA SPAŢIALĂ A TĂLPILOR PLINE

După cum s-a arătat în introducere, conlucrarea spaţială între inima unei diafragme şi tălpile ei pline se poate considera ca un caz limită al conlucrării spaţiale între inima diafragmei şi nişte tălpi cu goluri. Astfel, împărţind în această idee talpa plină a unei diafragme în fişii de lăţimea c şi introducînd în (6) $a = 0$, această formulă, exprimînd, pentru cazul de faţă, momentul de inerţie a unei rigle echivalente, ale cărei deformaţii sînt identice cu deformaţiile de lunecare în talpă, devine

$$I_r^e = \frac{c^2 Ght}{3E}. \qquad (7)$$

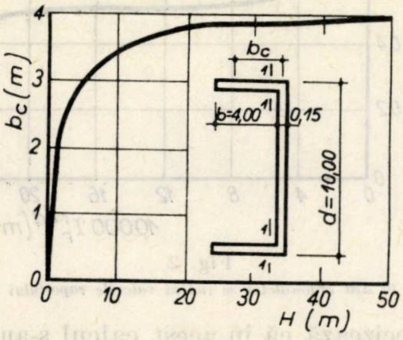


Fig. 3

Întrucît influenţa deformaţiilor de lunecare în tălpile unei diafragme se exprimă în mod uzual prin reducerea lăţimii geometrice a tălpii b la lăţimea de conlucrare b_c [2], în cele ce urmează se va pune în evidenţă ordinul de mărime al acestei reduceri, determinînd lăţimea de conlucrare b_c a tălpii diafragmei pline din fig. 3, făcînd parte dintr-o construcţie simetrică, în funcţie de înălţimea construcţiei. Introducînd în secţiunea *1 — 1* forţa de lunecare static nedeterminată L şi împărţind talpa în patru porţiuni de cîte 1,0 m lăţime, între care se transmit forţele de lunecare L_1, L_2, L_3, acestea din urmă se pot determina cu ajutorul sistemului de ecuaţii (3), în care se introduc, în parantezele de pe diagonala principală a matricei coeficienţilor, în locul valorii 48,0, diferite valori pentru înălţimea construcţiei şi în care momentul de inerţie I_r^{red} se determină în baza momentului de inerţie echivalent I_r^e, calculat prin relaţia (7). Introducînd în (7), pentru modulul de elasticitate transversal al betonului armat, $G = 0{,}4\,E$, rezultă

$$I_r^e = \frac{0{,}5^2 \cdot 0{,}4E \cdot 3{,}0 \cdot 0{,}15}{3E} = 0{,}015\ \text{m}^4.$$

La determinarea momentului de inerţie I_r^{red}, redus în urma fisurării, se ţine seama că prin fisurare se schimbă şi raportul între modulul de elasticitate transversal, care se reduce la cca 30 % din valoarea sa iniţială, şi cel longitudinal, care se reduce la cca 60 % din valoarea sa iniţială [4], valoarea I_r^e înmulţindu-se astfel încă cu $0{,}30/0{,}60 = 0{,}50$, de unde rezultă $I_r^{red} = 0{,}5 \cdot 0{,}015 = 0{,}0075\ \text{m}^4$.

Rezolvînd sistemul de ecuaţii (3) astfel transformat, se determină forţa de lunecare L similar ca pentru construcţia din fig. 1. De asemenea se determină, pentru cazul limită $I_r^{red} = \infty$, forţa de lunecare L_∞. Rezultă

$$b_c = b\frac{L}{L_\infty}.$$

În fig. 3 s-a reprezentat lăţimea de conlucrare b_c în funcţie de înălţimea construcţiei.

Valoarea momentului de inerţie echivalent din expresia (7) fiind întotdeauna superioară valorii I_r^e din expresia (6), corespunzînd unei tălpi cu goluri cu aceleaşi dimensiuni generale, rezultă că lăţimea de conlucrare a unei tălpi pline va fi întotdeauna mai mare decît aceea a tălpii cu goluri.

Se mai precizează că determinarea orientativă a lăţimii de conlucrare a unei tălpi, făcută în exemplul de calcul analizat, este aproximativă şi prin faptul că lăţimea b_c obţinută este o lăţime medie, constantă pe înălţimea construcţiei, pe cînd lăţimea de conlucrare reală variază pe înălţimea construcţiei.

Întrucît la deducerea, prin metoda variaţională Ritz, a unui sistem de ecuaţii pentru calculul lunecărilor L_p de tipul sistemului (2), se poate însă impune orice lege de variaţie a lunecărilor L_p pe înălţimea construcţiei, neajunsul semnalat se poate elimina prin admiterea unei lunecări variabile $L_p(x)$, considerată mai apropiată de realitate, ducînd şi la o lăţime de conlucrare variabilă $b_c\,(x)$.

Astfel, se propune în [10] admiterea unei variaţii a lunecărilor pe înălţimea construcţiei, proporţională cu cea a forţei tăietoare $Q\,(x)$ din sarcini orizontale, solicitînd construcţia în ansamblu, adică admiterea expresiei

$$L_p(x) = L_p(0)\,\frac{Q(x)}{Q(0)}$$

şi, ca atare, a expresiei

$$b_c(x) = b_c(0)\,\frac{Q(x)}{Q(0)}.$$

După cum se arată în [10], în cazul considerării acestei variații a lunecărilor pe înălțimea construcției, termenul $2a_p^3\ h/H^2\ I_{rp}^{red}$ din expresia coeficientului L_p^- din ecuația (2) se va înmulți cu

$$\frac{H^2\int_0^H Q^2(x)\mathrm{d}x}{3\int_0^H M^2(x)\mathrm{d}x},\ \text{adică}$$

— pentru cazul sarcinii uniform distribuite, cu 2,222 ;

— pentru cazul sarcinii triunghiulare, cu 1,897 ;

— pentru cazul sarcinii concentrate, aplicate la vîrf, cu 1,000, iar în (4), (5) valoarea $H - x$ se va înlocui prin $M(x)/Q(0)$, $M(x)$ reprezentînd momentul din sarcini orizontale, solicitînd construcția în ansamblu.

Se mai remarcă faptul că la calculul seismic al construcțiilor în alcătuirea cărora intră diafragme cu tălpi late, variația accentuată pe înălțimea construcției a rigidității la încovoiere a ansamblului, introdusă prin considerarea unor lățimi de conlucrare variabilă, va duce la creșterea ponderii solicitărilor corespunzînd modurilor de vibrații superioare față de cazul construcțiilor cu rigiditatea la încovoiere constantă pe înălțime.

CONCLUZII

Se constată că valorile apreciate ale lățimii de conlucrare, considerate în mod curent în calcul, sînt de obicei mult mai mici decît cele calculate. Astfel, aplicînd recomandările din [11], ar rezulta, pentru exemplul de calcul analizat, o lățime de conlucrare a tălpilor de 6 t, adică de 90 cm, mult inferioară lățimilor de conlucrare din fig. 3.

Avînd în vedere acestea, se propune admiterea în calcul a unor lățimi de conlucrare sporite, depinzînd și de înălțimea construcției. De asemenea, se propune admiterea considerării, în cazuri bine justificate, și a conlucrării spațiale a tălpilor cu goluri.

BIBLIOGRAFIE

[1] ACI COMMITTEE 442 : *Response of Buildings to Lateral Forces.* Journal of the American Concrete Institute, 2, 1971.

[2] BRENDEL G. : *Die „mitwirkende Plattenbreite" nach Theorie und Versuch* :Beton- und Stahlbetonbau, 8, 1960.

[3] COULL A., SUBEDI N. K. : *Framed-Tube Structures for High-Rise Buildings.* Journal of the Structural Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers 8, 1971.

[4] GREEN N.B. : *Factors in the Aseismic Design of Reinforced Concrete Shear Walls without Openings.* Journal of the American Concrete Institute 8, 1968

[5] KEINTZEL E. : *Zur Berechnung von Hochhauswänden mit mehreren Offnungsreihen für beliebige waagerechte Belastung.* Beton- und Stahlbetonbau 7, 1969.

[6] KEINTZEL E. : *Metode simplificate pentru calculul construcțiilor multietajate.* București, Editura tehnică, 1969.

[7] KHAN R. F. : *On Some Special Problems of Analysis and Design of Shear Wall Structures.* In : Tall Buildings, Pergamon Press, 1967.

[8] KHAN R.F. : *Current Trends in Concrete High-Rise Buildings.* In : Tall Buildings, Pergamon Press, 1967.

[9] LUPAȘ A. : *Calculul structurilor multietajate la sarcini orizontale.* Proiect IPCT nr. 4203, București, 1966.

[10] ROSMAN R. : *Statik und Dynamik der Scheibensysteme des Hochbaues.* Berlin, Springer, 1968

[11] ISART—ICB : *Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structură din diafragme de beton.* Proiect nr. N — 66 — 1.

Primit la redacție la 20 martie 1973

CZ 624.078

CONSIDERAȚII PRIVIND RIGIDITATEA LA ÎNCOVOIERE A NUCLEELOR DIN BETON ARMAT PENTRU CLĂDIRI ÎNALTE

Dr. ing. **RADU MARINOV**
Institutul de proiectări Timișoara — IPROTIM

Elementele structurale ale clădirilor înalte formate din nuclee din beton armat (diafragme dispuse într-un contur dreptunghiular) prezintă, față de structurile cu diafragme libere, nu numai o rigiditate sporită la răsucire, dar și o rigiditate mai mare la încovoiere; acest fapt rezultă din conlucrarea diafragmelor de pe ambele direcții la încovoiere datorită legăturii monolite dintre diafragmele respective. În cazul curent, cînd pereții diafragmelor prezintă goluri, determinarea rigidității ansamblului revine la determinarea conlucrării diafragmelor din cele două planuri ținînd cont de poziția golurilor și rigiditatea buiandrugilor. În cele ce urmează se analizează cazul diafragmelor pline din planul de încovoiere și al celor cu goluri din planul perpendicular.

În figura 1 este arătată secțiunea transversală printr-un nucleu monolit de formă dreptunghiulară.

Pentru delimitarea problemei, se presupune că lățimea totală a șpaleților A_1 și A_2 din planul $y-y$ este cel mult egală cu lățimea activă de conlucrare a pereților transversali în ipoteza că aceștia ar fi plini. Această lățime activă este de cca $(0{,}50 \div 0{,}70)B$ pentru $H/B \geqslant 3{,}00$ și $LB/ \leqslant 1{,}50$.

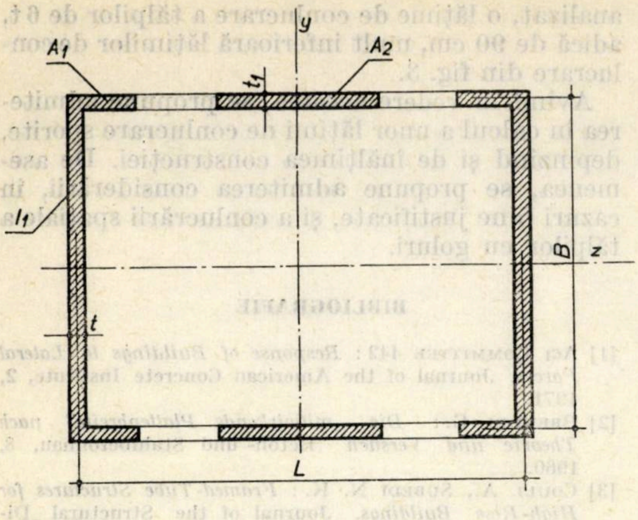


Fig. 1

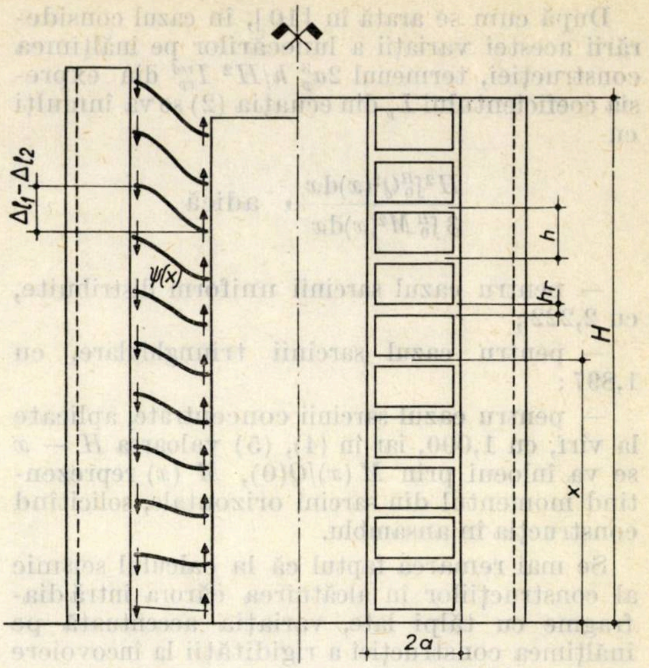


Fig. 2

De asemenea, se presupune că şpaletul median nu este prea lat, astfel încît să poată fi considerat ca o bară.

Rigiditatea faţă de axa $z-z$ se determină pe considerentul că momentul de încovoiere M_z este preluat de cei doi pereţi plini de lăţime B (cu tălpile pînă la şirul de goluri), avînd momentul de inerţie I_1 şi de cei doi şpaleţi mediani A_a. În cazul unor legături infinit rigide (buiandrugi) între şpaletul marginal A_1 şi cel median A_a, rigiditatea nucleului este:

$$(I_z)^{\infty} = 2\, I_1 + A_2 \frac{B^2}{2}$$

unde

$$I_1 = \frac{B^3 t}{12} + A_1 \frac{B^2}{2} \tag{1a,b}$$

În cazul cînd legătura între şpaleţii A_1 şi A_a este nulă (buiandrugi foarte flexibili), rigiditatea va fi:

$$(I_z)^{\circ} = 2\, I_1 \tag{2}$$

În cazul curent, buiandrugii au o rigiditate finită (la încovoiere cu forţe tăietoare), rigiditatea nucleului fiind:

$$(I_2)^{\circ} < I_z < (I_z)^{\infty} \tag{3}$$

Valoarea lui I_z depinde nu numai de caracteristicile geometrice ale secţiunii nucleului şi ale buiandrugilor, ci şi de tipul încărcării. În continuare, se va determina I_z pentru cazul încărcării cu sarcina distribuită triunghiular pe înălţime (cazul încărcării seismice) (fig. 2).

Momentul încovoietor şi forţa tăietoare în secţiune vor fi:

$$T_z^0 = \frac{pH}{2}\left(1 - \frac{x^2}{H^2}\right) \tag{4}$$

$$M_x^0 = \frac{pH^2}{3}\left(1 - \frac{3}{2}\,\frac{x}{H} + \frac{x^3}{2H^3}\right) \tag{5}$$

Deoarece solicitarea buiandrugilor are în acest caz un efect secundar faţă de cea corespunzătoare încovoierii diafragmei cu goluri după axa $y-y$, în blocul legăturilor discrete între şpaleţii A_1 şi A_a se va considera o legătură continuă $\psi(x)$ (kgf/m); introducînd aceste forţe de legătură pe feţele şpaleţilor A_1 şi A_2 în locul buiandrugilor, condiţia de continuitate a deformaţiilor se va exprima:

$$\Delta l_1 - \Delta l_2 = \Delta g \tag{6}$$

unde : Δl_1 — lungirea șpaletului A_1 sub acțiunea momentului exterior M_x^0 și a forțelor de legătură $\psi(x)$
Δl_2 — lungirea șpaletului A_2 sub acțiunea forțelor de legătură $\psi(x)$
Δg — deformarea buiandrugului sub acțiunea cuplului $S = h\,\psi(x)$ acționînd la capete

Referindu-ne la fig. 1 și fig. 2, expresiile lui Δl_1 și Δl_2 se pot scrie

$$\Delta l_1 = \frac{B}{2\,EI_1}\int_0^x (M_x^0 - M_x^\psi)\ \mathrm{d}x \tag{7}$$

În secțiunea x, momentul datorit forțelor de legătură $\psi(x)$ este :

$$M_x^\psi = B\int_x^H \psi(x)\ \mathrm{d}x = B\left[\int_0^H \psi(x)\ \mathrm{d}x - \int_0^x \psi(x)\,\mathrm{d}x\right] \tag{8}$$

$$\Delta l_2 = \int_0^x \frac{N\psi}{EA_2}\ \mathrm{d}x ; \qquad N_\psi = 2\int_x^H \psi(x)\ \mathrm{d}x \tag*{(9), (10)}$$

$$\Delta g = \frac{2a^3h}{3EI_r^e}\,\psi(x) \tag{11}$$

unde :

$$I_r^e = \frac{I_r}{1 + 0{,}75\left(\dfrac{hr}{a}\right)^2} \tag{12}$$

În relația (12), I_r și h_r se referă la caracteristicile buiandrugilor, iar a este deschiderea de calcul a buiandrugului [4], [5].

Prin derivare succesivă de două ori, ținînd cont de (8) și (10), condiția (6) devine :

$$\frac{B}{2EI_1}\left(T_x^0 + B\cdot\psi(x)\right) + \frac{2}{EA^2}\,\psi(x) = \frac{2}{3}\cdot\frac{a^3h}{EI_r^e}\,\psi''(x) \tag{13}$$

sau

$$\psi'' - \omega^2\psi = \lambda^2\frac{pH}{2}\left(1 - \frac{x^2}{H^2}\right) \tag{14}$$

unde :

$$\omega^2 = \frac{3I_r^e\,(A_2B^2 + 4I_1)}{4\,a^3h\ I_1\,A_2} ; \quad \lambda^2 = \frac{3B\,I_r^e}{4\,a^3h\,I_1} \tag*{(15), (16)}$$

Soluția ecuației (14) este :

$$\psi(x) = c_1\,\mathrm{ch}\ \omega\ x + c_2\mathrm{sh}\ \omega\ x + \psi_0 \tag{17}$$

Soluția particulară ψ_0 va fi :

$$\psi_0 = \frac{pH}{2}\,\frac{\lambda^2}{\omega^2}\left(\frac{2}{\omega^2\,H^2} - 1 + \frac{x^2}{H^2}\right) \tag{18}$$

Condițiile de margine vor fi :

pentru $x = 0$; $\psi(0) = 0$ (alungirile șpaleților fiind nule)

pentru $x = H$; $\psi'(H) = 0$ $(N_x\,(H) = 0)$ **(19 a,b)**

Cu ajutorul condițiilor (19 a,b) se obține în final expresia :

$$\psi = \frac{pH}{2}\,\frac{\lambda^2}{\omega^2}\left[\left(1 - \frac{2}{\omega^2H^2}\right)(1 + \mathrm{th}\omega H\ \mathrm{sh}\omega x - \mathrm{ch}\omega x) + \frac{2}{\omega H} + \frac{\mathrm{sh}\,\omega\,x}{\mathrm{ch}\,\omega\,H} - \frac{x^2}{H^2}\right] \tag{20}$$

Pentru $\omega \to \infty$ expresia din paranteză devine $\left(1 - \dfrac{x^2}{N^2}\right)$ și deci $\psi = \dfrac{pH}{2}\left(1 - \dfrac{x^2}{H^2}\right)\dfrac{\lambda^2}{\omega^2} = \dfrac{T_x^0\cdot S_x}{(I_z)^\infty}$ **(20a)**

În figura 3 sînt redate curbele $\bar{\psi}(x)$ pentru diferite valori ale lui ωH și la diferite niveluri $\xi = x/H$.

Rigiditatea echivalentă a nucleului se deduce din condiția ca săgețile șpaletului A_1 sub acțiunea sarcinii exterioare și a forțelor de legătură să fie egale cu săgețile șpaletului A_2 de rigiditate echivalentă sub acțiunea încărcării exterioare :

$$\delta_x = k_1\,\frac{M_x^0}{E\,I_1} - k_2\,\frac{M_x^\psi}{B\,I_1} = k_1\,\frac{M_x^0}{EI_{1\,ech.}} \tag{21}$$

Coeficienţii k_1 şi k_2 variază pe înălţime în funcţie de x, astfel că pentru I_{1ech} nu rezultă o soluţie unică. În mod simplificator se va admite ca rigiditatea echivalentă să se determine prin egalarea săgeţilor din vîrf, luînd $k_1 \simeq k_2$ şi deci :

$$\frac{M^0(0) - M^\psi(0)}{I_1} = \frac{M^0(0)}{I_{1\,ech}} \tag{22}$$

sau

$$I_{ech}/I_1 = \frac{1}{1 - \dfrac{M^\psi(0)}{M^0\,(0)}} \tag{22a}$$

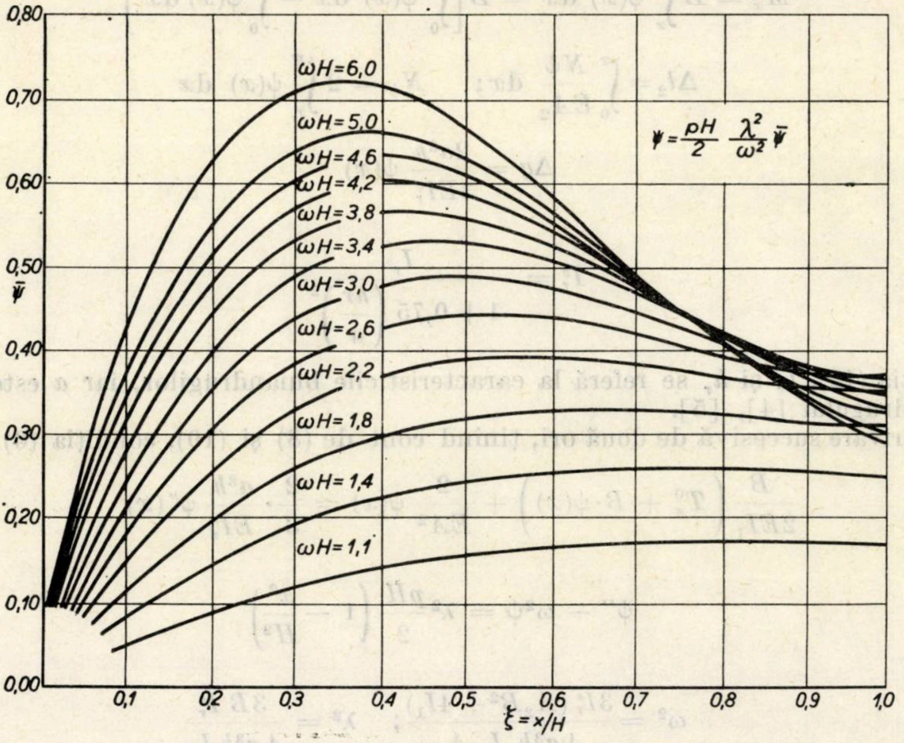


Fig. 3

Înlocuind în (22a) pe $M^0(0) = pH^2/3$ precum şi pe $M^\psi(0)$ cu

$$M^\psi(0) = B\int_0^H \psi(x)\,\mathrm{d}x = \frac{pH^2}{2}\,B\,\frac{\lambda^2}{\omega^2}\left[\frac{2}{3} - \frac{2}{\omega^2H^2}\left(\frac{1}{\mathrm{ch}\,\omega H} - \frac{\mathrm{th}\,\omega H}{\omega H}\right) - \frac{\mathrm{th}\,\omega H}{\omega H}\right] \tag{23}$$

se obţine :

$$\frac{I_{ech}}{I_1} = \frac{1}{1 - \dfrac{3B\lambda^2}{2\omega^2}\left[\dfrac{2}{3} - \dfrac{2}{\omega^2H^2}\left(\dfrac{1}{\mathrm{ch}\,\omega H} - \dfrac{\mathrm{th}\,\omega H}{\omega H}\right) - \dfrac{\mathrm{th}\,\omega H}{\omega H}\right]} \tag{24}$$

Raportul I_{ech}/I_1 creşte pe măsura creşterii lui ωH; această creştere este mai accentuată pentru $0{,}5 < \omega H < 4{,}00$, fiind destul de lentă pentru $\omega H \geqslant 6{,}00$, adică caracteristicile buiandrugilor vor influenţa rigiditatea nucleului pentru domeniul $\omega H \leqslant 4{,}00$. Pentru aceleaşi caracteristici ale secţiunii transversale a nucleului (şpaleţi, buiandrugi), rigiditatea echivalentă creşte cu creşterea înălţimii H a clădirii, nucleul avînd practic rigiditatea $(I_{ech})^\infty$ de la un număr de niveluri în sus.

Pentru $\omega \to 0$, expresia din paranteză a formulei (24) tinde spre zero şi deci $I_{ech} \simeq I_1$ sau $I_z = (I_z)^0$.

Pentru $\omega H \to \infty$, valoarea din paranteză tinde spre 2/3 şi deci :

$$\frac{I_{ech}}{I_1} = \frac{1}{1 - B\dfrac{\lambda^2}{\omega^2}} \doteq \frac{A_2B^2 + 4I_1}{2I_1} \quad \text{sau } I_z = (I_z)^\infty$$

Valoarea lui ω depinde atît de caracteristicile buiandrugului (a, h_r), cît şi de cele ale şpaleţilor (A_1, A_2), adică de poziţia golurilor faţă de şpaleţii marginali.

În tabelul 1 sînt trecute valorile lui $F(\omega H)$ (expresia din paranteza formulei (24)).

Tabelul 1

Valorile lui ***F(ωH)***

ωH	$F(\omega H)$	ωH	$F(\omega H)$	ωH	$F(\omega H)$	ωH	$F(\omega H)$
0,20	0,00852	1,40	0,20516	2,60	0,35511	4,00	0,44348
0,40	0,02761	1,60	0,23755	2,80	0,37168	4,50	0,46425
0,60	0,05789	1,80	0,26671	3,00	0,38662	5,00	0,48161
0,80	0,09395	2,00	0,29276	3,20	0,40014	6,00	0,50900
1,00	0,13215	2,20	0,31596	3,40	0,41244	8,00	0,54555
1,20	0,16977	2,40	0,33663	3,60	0,42368	10,00	0,56866
							0,66666

Exemplu de calcul

Secţiunea transversală a nucleului este indicată în fig. 4.

$A_1 = 2,50 . 0,20 = 0,50 \text{ m}^2$; $A_2 = 2,00 \times 0,20 = 0,40 \text{ m}^2$.

$$I_1 = \frac{1}{12} \cdot 0,2 \cdot 5,7^3 + 2 \cdot 0,50 \left(\frac{5,70^2}{2} \right) = 11,21 \text{ m}^4.$$

$$I_r = \frac{1}{12} \cdot 0,20 \cdot 0,55^3 = 0,0028 \text{ m}^4;$$

$$F_r^e = \frac{0,0028}{1 + 0,75 \left(\dfrac{0,55}{0,60} \right)^2} = 0,0017 \text{m}^4.$$

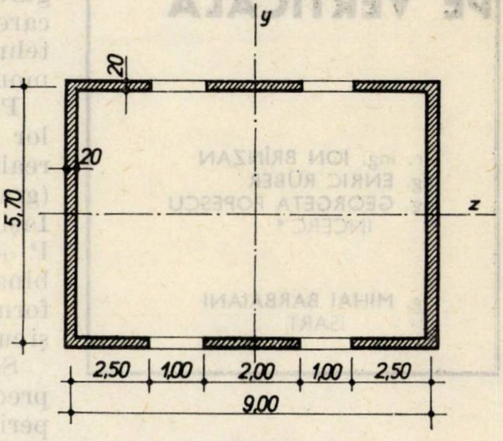


Fig. 4

$$\omega^2 = \frac{\dfrac{5,7^2}{2 \times 11,2} + \dfrac{2}{0,40}}{0,66 \cdot \dfrac{0,60^3 . 2,65}{0,0017}} = 0,029\,; \quad \omega H = 5,10\,; \quad F(\omega H) = 0,484.$$

$$\frac{\lambda^2}{\omega^2} = \frac{5,7 \cdot 0,4}{0,4 \cdot 5,7^2 + 4 \cdot 11,2} = 0,040\,; \quad \frac{I_{ech}}{I_1} = \frac{1}{1 - 1,5 \cdot 5,7 \cdot 0,04 \cdot 0,484} = 1,210$$

$I_z = 2 \cdot 1,21 \cdot 11,2 = 26,9 \text{ m}^4$; I_z este cu 21 % mai mare ca I_z^0 şi cu 7 % mai mic decît I_z.

CONCLUZII

Din cele arătate mai sus se desprind următoarele concluzii :

1. Influenţa golurilor din pereţii transversali planului de încovoiere asupra rigidităţii de ansamblu a nucleului este importantă, rigiditatea acestuia avînd valori între I_z^0 şi I_z^∞, în funcţie de rigiditatea buiandrugilor şi poziţia golurilor.
2. Influenţa rigidităţii buiandrugilor este semnificativă pentru $\omega H < 4,00$, fiind neglijabilă pentru $\omega H > 5,00$.
3. Creşterea înălţimii H are un efect favorabil mai pregnant asupra conlucrării spaţiale, justificînd eficacitatea nucleelor monolite pentru clădiri cu multe niveluri.
4. La structurile cu nuclee monolite, buiandrugii sînt solicitaţi mai puternic decît în cazul diafragmelor plane datorită efectului conlucrării pereţilor transversali cu cei din planul de încovoiere (de asemenea, şi datorită răsucirii).

Primit la redacţie în formă revăzută la 17 apr. 1972

CZ 624.078.001.41

REALIZAREA UNUI BLOC EXPERIMENTAL DIN PANOURI MARI ÎMBINATE PRIN PRECOMPRIMARE PE VERTICALĂ

Dr. ing. ION BRÎNZAN
Ing. ENRIC RÜBER
Ing. GEORGETA POPESCU
INCERC *

Ing. MIHAI BARBAIANI
ISART

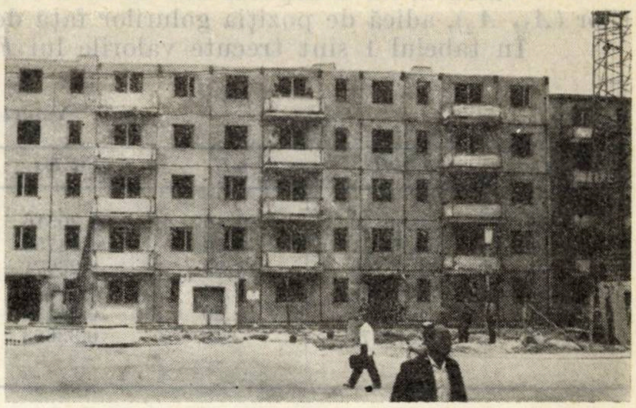


Fig. 1 — Vedere generală a blocului experimental

1. INTRODUCERE

Este cunoscut că sistemul de îmbinare pe conturul panourilor, care se execută în prezent la noi în zonele seismice, prezintă o serie de dificultăți la execuție și un consum important de materiale și manoperă pe șantier.

Pentru a reduce din dezavantajele sistemului actual de îmbinare a fost conceput și experimentat de INCERC un nou sistem de îmbinare — prin precomprimare — a clădirilor din panouri mari care se execută în zonele seismice.

Cercetările experimentale efectuate la INCERC [6] au ilustrat posibilitatea realizării precomprimării pe verticală și unele avantaje pe care le prezintă acest sistem de îmbinare față de sistemul de îmbinare obișnuit „pe contur'' (sporirea siguranței la solicitări, simplificarea formei panourilor și a tehnologiei de confecționare și montare a lor în clădire etc.).

Pentru finalizarea cercetărilor de laborator [6] a fost realizat, în anul 1972, la Iași (grad seismic 7), de către T.C.L. Iași, un bloc experimental cu P + 4 E din panouri mari îmbinate prin precomprimare, conform proiectului ISART S-03-1 și cu asistența tehnică a INCERC.

Soluțiile de îmbinare prin precomprimare a blocului experimental au fost proiectate de INCERC.

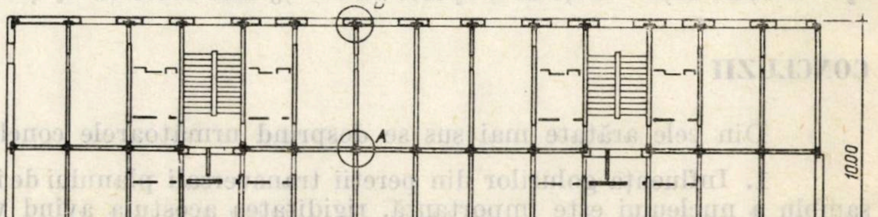
Se menționează că datorită unor necesități imediate de proiectare și de execuție a panourilor, partiul de arhitectură nu a fost conceput pentru tehnologia de precomprimare, folosindu-se proiectul-tip IPCT 1680, cu anumite modificări specifice efectuate de către proiectantul ISART.

În aceste condiții nu s-au putut atinge indicii de consum de materiale și manoperă cei mai favorabili, posibili de realizat în cazul unui proiect conceput anume pentru procedeul de precomprimare folosit.

2. PROIECTAREA ȘI EXECUTAREA BLOCULUI EXPERIMENTAL

2.1. Aspecte privind proiectarea blocului experimental

Blocul experimental (fig. 1) este alcătuit din 3 tronsoane și cuprinde 60 de apartamente de 2 camere. Obiectul experimentării l-au constituit însă numai două tronsoane alăturate (fig. 2), care cuprind 40 de apartamente, al treilea tronson executîndu-se fără nici o modificare, cu îmbinări obișnuite (fig. 3 *c*), conform proiectului IPCT 1680. În cele ce urmează se va face referire numai la porțiunea experimentală a blocului.



Notă: Pe traveele 4, 5 și 11 (9 noduri) precomprimare cu bare, iar pe celelalte travei, precomprimare cu fascicule.

Fig. 2 — Plan etaj curent al blocului experimental și poziția îmbinărilor verticale (noduri)

---

* La efectuarea experimentărilor pe șantier au mai colaborat : ing. F. Hann și ing. C. Mihai din cadrul INCERC.

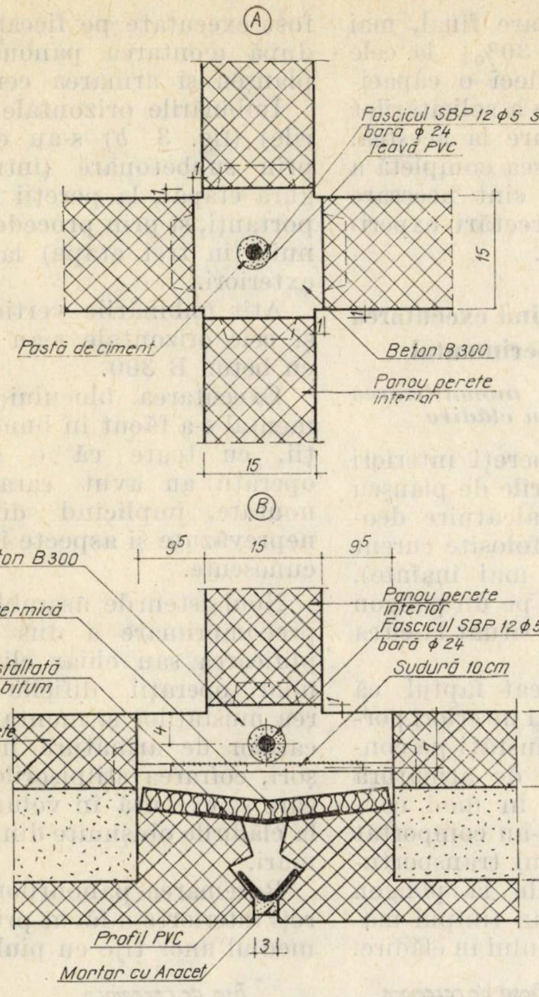

A
Fascicul SBP 12 ϕ5 sau
bară ϕ 24
Țeavă PVC
15
11
Pastă de ciment
Beton B300
Panou perete interior
15
B
9⁵
15
9⁵
Beton B300
Izolație termică
Panou perete interior
Fascicul SBP 12 ϕ5 sau
bară ϕ 24
Pînză asfaltată
lipită cu bitum
Sudură 10 cm
Panou perete exterior
4
9⁵
27
12⁵
5
Profil PVC
3¹
Mortar cu Aracet

Fig. 3 a — Detalii ale îmbinărilor verticale la blocul experimental

Partea modificată a celor două tronsoane experimentale ale blocului au constituit-o: panourile de pereți interiori portanți, panourile de planșeu, îmbinările verticale și orizontale dintre panouri și instalațiile electrice, acestea din urmă fiind influențate de noua soluție de alcătuire a structurii.

Structura de rezistență a blocului experimental este realizată din diafragme verticale alcătuite din panouri mari, îmbinate cu armături pretensionate pe toată înălțimea clădirii, și din diafragme orizontale alcătuite din planșee prefabricate, îmbinate cu centuri de beton armat monolit sub panourile verticale. Acest mod de alcătuire asigură o conlucrare bună a diafragmelor verticale cu cele orizontale. Ancorarea armăturilor verticale s-a făcut în fundație.

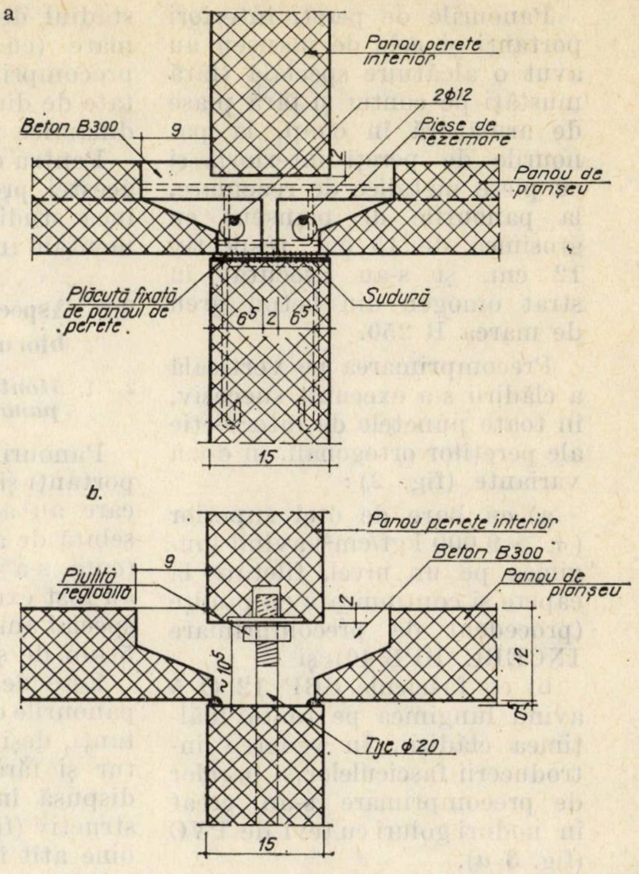

a
Panou perete interior
2ϕ12
Beton B300
9
Piese de rezemare
Panou de planșeu
Plăcuță fixată de panoul de perete
Sudură
6⁵
2
6⁵
15
b.
Panou perete interior
Beton B300
9
Piuliță reglabilă
Panou de planșeu
7
12
10⁵
4
Tije ϕ 20
15

Fig. 3 b — Detalii ale îmbinărilor orizontale la blocul experimental

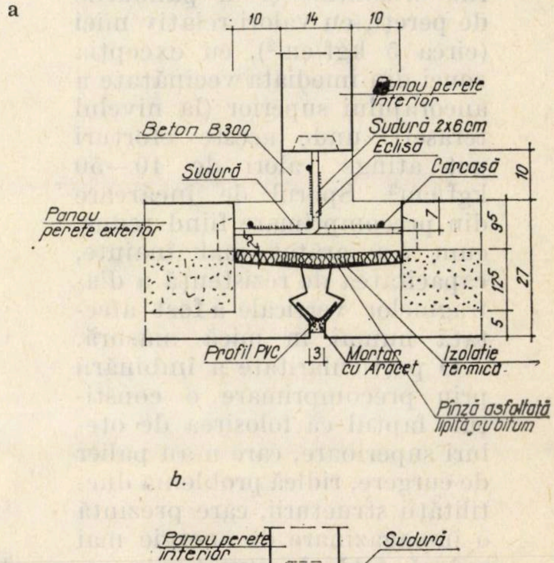

a
10
14
10
Panou perete interior
Sudură 2x6cm
Beton B300
Eclisă
Sudură
Carcasă
Panou perete exterior
10
9⁵
27
12⁵
5
Profil PVC
3¹
Mortar cu Aracet
Izolație termică
Pînză asfaltată lipită cu bitum
b.
Panou perete interior
Sudură
Beton B300
10
14
10
Eclisă
Sudură 2x6cm
Carcasă
10
14
10

Fig. 3 c — Detalii ale îmbinărilor verticale obișnuite pe contur (proiect tip IPCT 1680)

Panourile de pereţi interiori portanţi şi cele de planşeu au avut o alcătuire specială (fără mustăţi pe contur şi fără plase de armătură în cîmp, la panourile de pereţi interiori, şi cu piese metalice de rezemare, la panourile de planşeu) cu grosimea de 15 cm, respectiv 12 cm, şi s-au executat în strat omogen din beton greu de marca B 250.

Precomprimarea pe verticală a clădirii s-a executat succesiv, în toate punctele de intersecţie ale pereţilor ortogonali, în două variante (fig. 2) :

a) cu bare de oţel superior ($\sigma_r \geqslant 9\,000$ kgf/cm^2) avînd lungimea pe un nivel, filetate la capete şi continuizate cu piuliţe (procedeul de precomprimare INCERC BPB-40) şi

b) cu fascicule SBP 12 Ø 5 avînd lungimea pe toată înălţimea clădirii. În vederea introducerii fasciculelor şi barelor de precomprimare s-au creat în noduri goluri cu ţevi de PVC (fig. 3 *a*).

Forţele verticale de precomprimare, aplicate în axa nodurilor, au sporit eforturile unitare de compresiune în rosturile orizontale şi în panourile de pereţi, cu valori relativ mici (circa 5 kgf/cm^2), cu excepţia zonei din imediata vecinătate a ancorajului superior (la nivelul terasei), unde aceste eforturi pot atinge valori de 40—50 kgf/cm^2. Sporul de încărcare din precomprimare fiind redus, cum s-a arătat mai înainte, capacitatea de rezistenţă a diafragmelor verticale a fost afectată numai în mică măsură.

O particularitate a îmbinării prin precomprimare o constituie faptul că folosirea de oţeluri superioare, care n-au palier de curgere, ridică problema ductilităţii structurii, care prezintă o înmagazinare de energie mai redusă faţă de structurile armate cu oţeluri obişnuite. O serie de experimentări cu solicitări dinamice, efectuate la INCERC pe diafragme din panouri mari asamblate prin precomprimare cu bare din oţel superior (PC 90) şi prin monolitizări de beton armat, au ilustrat însă o flexibilitate, în stadiul de solicitare final, mai mare (cu circa 30%) la cele precomprimate, deci o capacitate de diminuare a solicitărilor dinamice mai mare la acestea.

Pentru elucidarea completă a acestei probleme sînt necesare încă studii şi cercetări experimentale în viitor.

2.2. Aspecte privind executarea blocului experimental

2.2.1. *Montarea şi monolitizarea panourilor în clădire*

Panourile de pereţi interiori portanţi şi panourile de planşeu care au avut o alcătuire deosebită de a celor folosite curent (cum s-a arătat mai înainte), au fost executate pe un poligon special amenajat, situat la circa 5 km de şantier.

Este de remarcat faptul că panourile de pereţi interiori portanţi, deşi fără mustăţi pe contur şi fără plase de armătură dispusă în cîmp în mod constructiv (fig. 4), s-au comportat bine atît în timpul transportului în treilere, de la poligon la şantier, cît şi în timpul manevrării şi montajului în clădire.

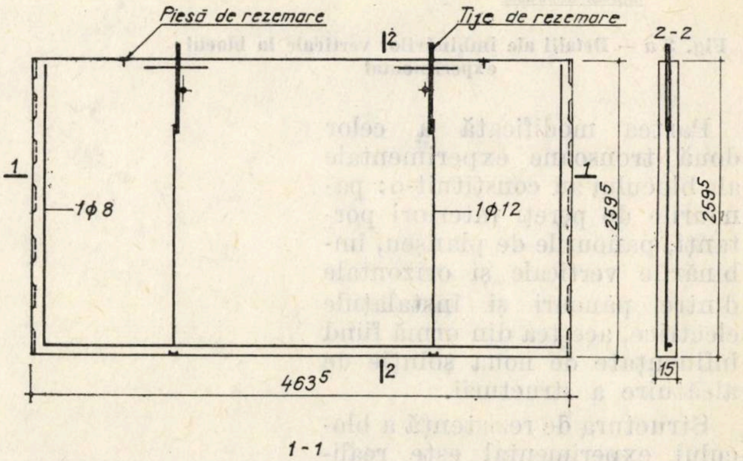


Fig. 4 — Panou curent de perete interior portant la blocul experimental

Montarea panourilor prefabricate în clădire s-a făcut direct din mijlocul de transport sau din locul de depozitare provizorie pe şantier, după procedeele folosite în practica curentă de execuţie a clădirilor din panouri mari (fig. 5).

Monolitizările verticale în noduri, în jurul ţevilor de PVC, au fost executate pe fiecare nivel după montarea panourilor de planşeu şi armarea centurilor.

Îmbinările orizontale (centurile) (fig. 3 *b*) s-au executat prin subbetonare (într-o singură etapă), la pereţii interiori portanţi, şi prin procedeul obişnuit (în trei etape) la pereţii exteriori.

Atît îmbinările verticale, cît şi cele orizontale s-au realizat cu beton B 300.

Executarea blocului experimental s-a făcut în bune condiţii, cu toate că o serie de operaţii au avut caracter de noutate, implicînd dificultăţi neprevăzute şi aspecte încă necunoscute.

Noul sistem de asamblare prin precomprimare a dus la simplificarea sau chiar eliminarea unor operaţii dificile (sudarea mustăţilor şi montarea carcaselor de armătură în stîlpişori, cofrarea stîlpişorilor etc.), care se execută în volum mare la clădirile obişnuite din panouri mari.

Rezemarea panourilor de pereţi interiori s-a făcut prin intermediul unor tije cu piuliţe (fig. 3 *b* şi 4), în vederea subbetonării centurilor, ceea ce a sporit precizia la montaj şi a simplificat operaţiile de trasare şi de nivelment.

Rezemarea panourilor de planşeu pe pereţii portanţi s-a făcut prin intermediul unor platbande metalice (fig. 3 *b*). Acest mod de rezemare prezintă avan-

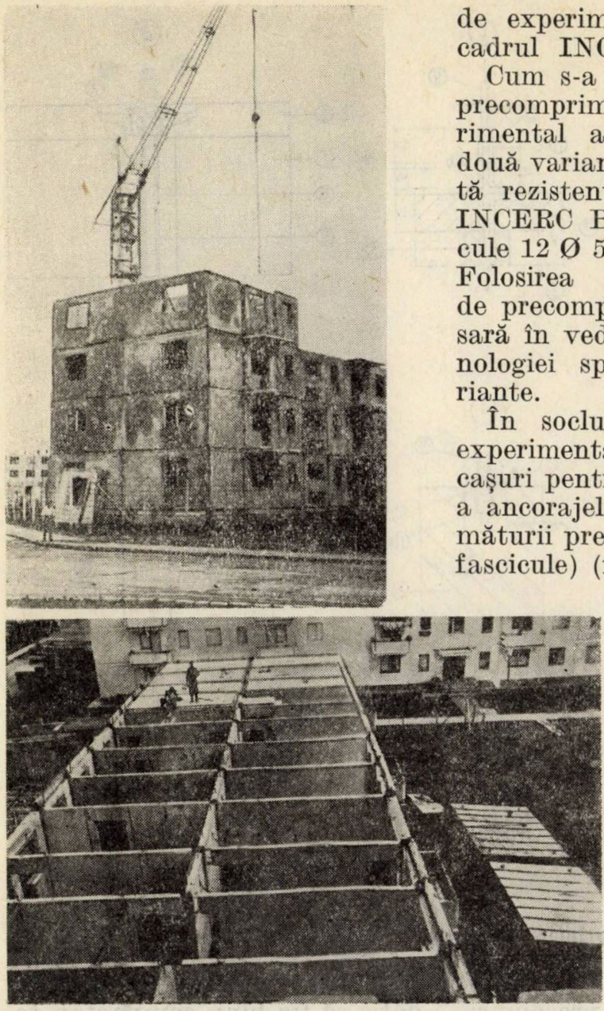


Fig. 5 — Aspecte din timpul montajului clădirii

taje față de soluția curentă de rezemare pe mortar de poză, întrucît permite turnarea îmbinărilor orizontale într-o singură etapă.

În ceea ce privește toleranțele de confecționare și montare ale panourilor, în cadrul blocului experimental n-au apărut nici un fel de dificultăți, aceasta ilustrînd faptul că pentru clădirile ce se asamblează prin precomprimare, calitatea panourilor prefabricate se încadrează în aceleași clase de precizie (V—VI—STAS 6657-70) ca și pentru clădirile din panouri mari cu îmbinări obișnuite.

2.2.2. *Executarea lucrărilor de precomprimare și injectare*

Obiectul principal urmărit în cadrul blocului experimental a fost verificarea tehnologiei de precomprimare și injectare, în condiții de șantier, după o serie de experimentări efectuate în cadrul INCERC.

Cum s-a arătat mai înainte, precomprimarea blocului experimental a fost efectuată în două variante : cu bare de înaltă rezistență Ø 24 (procedeul INCERC BPB-40) și cu fascicule 12 Ø 5 SBP I (fig. 2 și 6). Folosirea a două variante de precomprimare a fost necesară în vederea verificării tehnologiei specifice fiecărei variante.

În soclul fundației clădirii experimentale s-au practicat lăcașuri pentru fixarea ulterioară a ancorajelor inferioare ale armăturii pretensionate (bare sau fascicule) (fig. 6).

Este de menționat că precomprimarea, atît cu bare, cît și cu fascicule, s-a efectuat numai după atingerea unei rezistențe minime la compresiune de 150 kgf/cm^2 în betonul din îmbinări. Această rezistență s-a obținut (pe cuburi cu $l = 10$ cm) după 3—4 zile de la turnare, folosind ciment RIM.

Precomprimarea cu bare (fig. 6 și 7) s-a efectuat în 9 din cele 45 de noduri ale blocului experimental, pe unul sau 2 niveluri, cu procedeul INCERC BPB-40 introdus recent în producție.

Procedeul INCERC BPB-40 folosește bare de oțel avînd $\sigma_r \geqslant 90$ kg/mm^2, în cazul în speță oțel 41 MoC 11 STAS 791-66 avînd capetele filetate prin rulare (presare la rece). Ancorarea se face cu piulițe din oțel 33 MoC 11 STAS 791-66. Instalația de tensionare se compune din presă hidraulică BPB 40, cheie cu clichet pentru blocarea piuliței și pompă hidraulică obișnuită ca la celelalte instalații de pretensionare din țară.

Forța maximă (forța de control) dezvoltată în fiecare bară a fost de 22,5 tf (circa 55% din forța de rupere a barei).

Forța de precomprimare, la diferite trepte, a fost determinată prin citiri directe la manometrul pompei de acționare a presei, iar într-unul din nodurile clădirii și prin traductoare electrice rezistive aplicate pe bare.

Solicitarea remanentă în bară după blocarea piuliței a fost $N_0 = 19{,}8$ tf/bară ($\sigma_0 = 4400$ kgf/cm^2), apreciindu-se că, în final (după epuizarea pierderilor de efort datorită relaxării și curgerii lente), efortul va rămîne la circa $0{,}84\ N_0$.

Operațiile de precomprimare cu bare au fost efectuate de o formație de 3 muncitori montatori ai șantierului și au decurs fără dificultăți. Timpul necesar unei tensionări a fost de circa 30 minute.

Precomprimarea cu fascicule (fig. 6) s-a făcut după turnarea centurilor la ultimul planșeu, în 36 de noduri ale blocului experimental, pe toată înălțimea blocului, prin procedeul INCERC cunoscut de tensionare a fasciculelor 12 Ø 5 SBP. Este de menționat că precomprimarea pe unul sau două niveluri nu se poate face în condiții optime cu fascicule, întrucît la fasciculele scurte (sub 6 m) se produc la blocare pierderi mari de tensiune.

Fasciculele au fost introduse de sus în jos, în golurile verticale practicate în noduri, și au fost blocate în fundație (în nișele lăsate de la turnare) cu un cric hidraulic de 10 tf (fig. 6).

Tensionarea fasciculelor a fost executată de sus în jos, de la nivelul terasei, cu o instalație tip INCERC compusă din presă 12 Ø 7 și pompă electrică.

Operația de tensionare a unui fascicul a necesitat circa 45 minute și a fost executată fără dificultăți cu o formație de 4 muncitori.

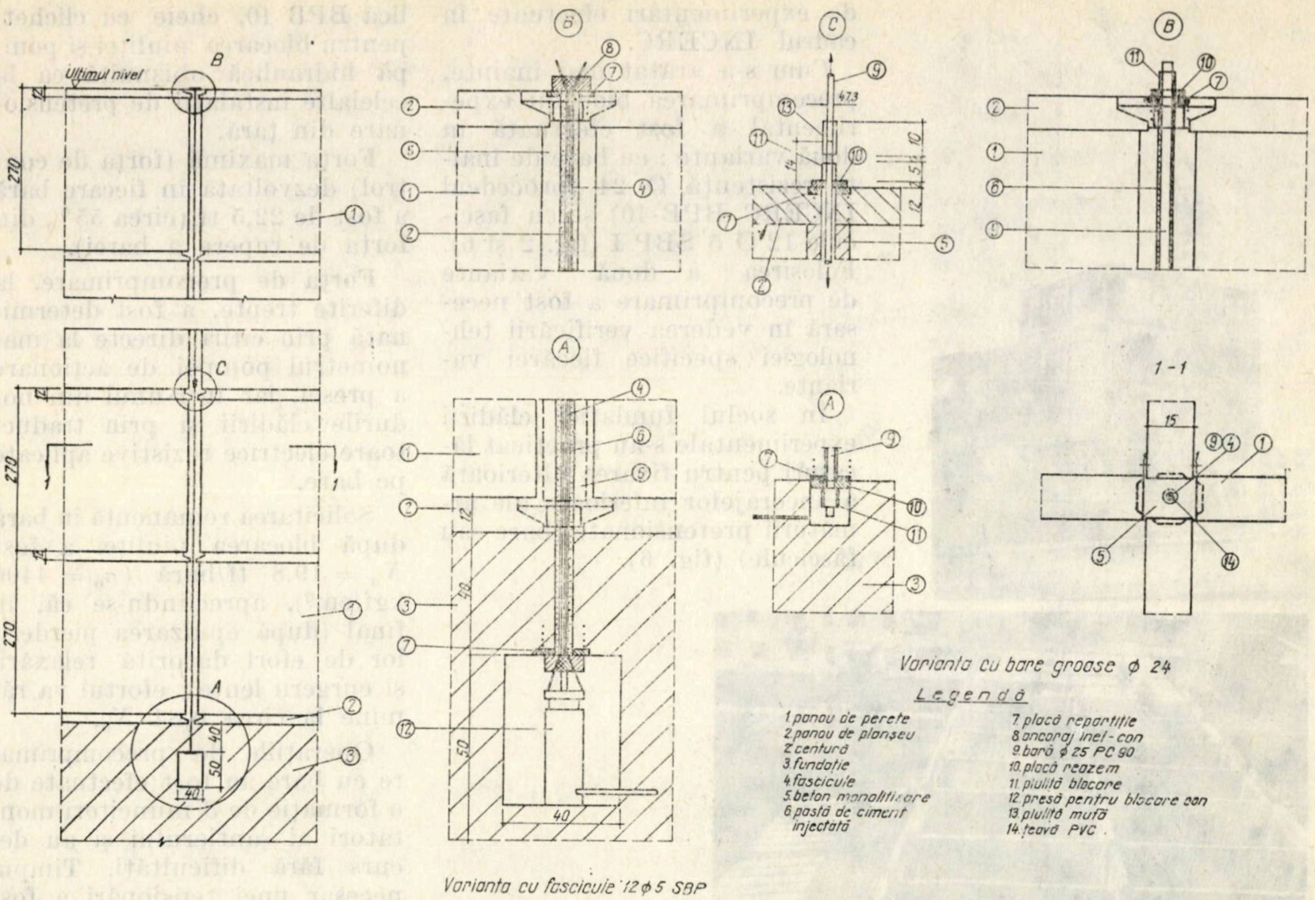

Ultimul nivel
B
C
A
270
270
270
40
50
40
Varianta cu fascicule 12 φ 5 SBP
Varianta cu bare groase φ 24
1-1
15
Legenda
1 panou de perete
2 panou de planşeu
2' centură
3 fundaţie
4 fascicule
5 beton monolitizare
6 pastă de ciment injectată
7 placă repartiţie
8 ancoraj inel-con
9 bară φ 25 PC 90
10 placă reazem
11 piuliţă blocare
12 presă pentru blocare con
13 piuliţă mufă
14 ţeavă PVC

Fig. 6 — Imbinare prin precomprimare pe verticală

Forţa de control dezvoltată în fiecare fascicul a fost de 24 tf ($\sigma_k = 10\,200$ kgf/cm^2) şi a fost determinată pe bază de citiri la manometrul pompei de acţionare a presei. După blocarea conului, forţa remanentă a fost $N_0 = 23$ tf/fascicul ($\sigma_0 = 9800$ kgf/cm^2), iar forţa finală (după epuizarea pierderilor de efort datorită relaxării şi curgerii lente) s-a apreciat la circa 0,9 N_0.

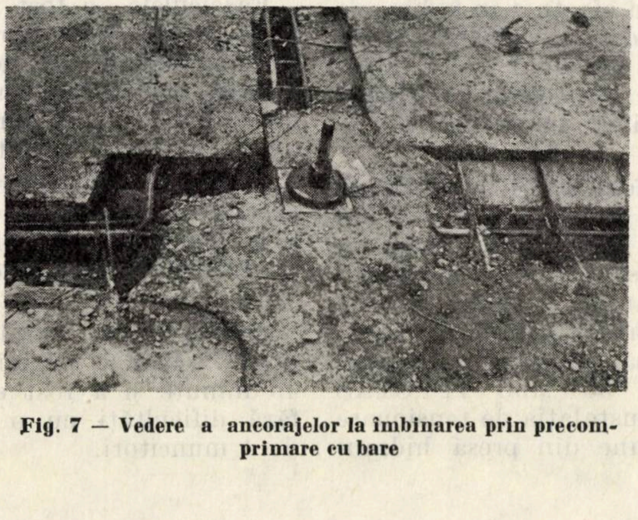


Fig. 7 — Vedere a ancorajelor la îmbinarea prin precomprimare cu bare

După terminarea precomprimării clădirii experimentale s-a executat umplerea canalelor formate de ţevile de PVC, prin injectare de jos în sus (pentru evitarea formării de goluri) cu pastă de ciment, conform normativului pentru executarea şi recepţionarea lucrărilor de beton precomprimat C 21/70.

Pentru ca injectarea să se poată face în bune condiţii este necesar ca betonul în fundaţie să fie bine compactat, ţevile de PVC să fie corespunzător îmbinate şi ferite de degradări etc.

În vederea realizării unei protecţii anticorosive sigure în timp a armăturii pretensionate este indicată crearea unui sistem etanş, independent de modul de execuţie a betonului ce înconjură ţevile de PVC.

3. ASPECTE ECONOMICE

În tabelul 1 se prezintă comparativ, pentru blocul proiectat cu îmbinări obişnuite (pe contur), proiect IPCT 1680, şi prin precomprimare, consumurile de materiale principale şi manoperă în panourile de pereţi interiori portanţi şi îmbinările verticale (stîlpişori), elemente ce au fost influenţate de sistemul de îmbinare prin precomprimare, în cadrul blocului experimental.

Aşa cum rezultă din tabelul 1, în raport cu sistemul actual de îmbinare (pe contur), sistemul de îmbinare prin precomprimare a clădirilor din panouri mari a dus la economii relativ importante de materiale (cu circa 45% oțel și 33 % beton) și manoperă (cu circa 55% în fabrică și 30% pe șantier) în cadrul elementelor de structură care au fost influențate de sistemul de îmbinare și care au fost menționate mai sus.

Este evident că, față de consumul total de materiale și manoperă realizat în cadrul blocului experimental, economiile obținute nu sînt mari (circa 110 kg oțel/apartament și circa 15 ore manoperă/apartament); dacă însă, la proiectele ce vor fi elaborate în viitor pentru clădirile din panouri mari îmbinate prin precomprimare se va ține seama de toate aspectele specifice acestui sistem de îmbinare, va rezulta o eficiență economică mult sporită. De asemenea, eficiența sistemului va spori prin aplicarea lui la clădirile cu multe niveluri care se execută în zone seismice, întrucît acestea trebuie să preia solicitări mult mai mari decît cele cu puține niveluri.

4. CONCLUZII

Structura de clădire alcătuită din diafragme-pereți din panouri mari asamblate prin precomprimare pe verticală și șaibe orizontale-planșee, din panouri prefabricate monolitizate pe contur, a corespuns în ansamblu parametrilor de rezistență și execuție prevăzuți în proiect și experimentați în cadrul INCERC și pe șantier.

În cursul lurărilor au apărut o serie de aspecte demne de menționat, și anume:

1. La confecționarea panourilor prefabricate este necesar să se asigure o calitate și o precizie la dimensiuni, liniaritate și planitate, care se încadrează în aceleași clase (V-VI conform STAS 6657-70) ca și panourile pentru clădirile din panouri mari cu îmbinări obișnuite „pe contur”.

2. Montajul panourilor prefabricate în clădire se face după procedeele folosite în practica curentă de execuție a clădirilor din panouri mari.

Tabelul 1

Consumuri de materiale și manoperă pentru 1 m^2 de arie desfășurată (A_d) privind elementele care au fost influențate de sistemul de îmbinare prin precomprimare

Denumire indici	Unit. de măsură	Proiect tip IPCT nr. 1680 (îmbinări pe contur)	Proiect ISART (bloc experimental)	Diferențe	Observații
1	2	3	4	5	6
A. *Materiale*					
1. Oțel, din care :	kg/m^2	5,01	2,83	− 2,18 (44%)	în panourile de pereți interiori portanți și îmbinări verticale
— OB 38 și OL 38	kg/m^2	5,01	1,95	− 3,06 (62%)	
— Oțel superior ($\sigma_r > 60$kgf/mm^2)	kg/m^2	—	0,88	+ 0,88	
2. Beton B 300	m^3/m^2	0,018	0,012	− 0,006(33%)	în îmbinările verticale (stîlpișori)
3. Cofraje	m^2/m^2 Ad	0,22	0,12	− 0,10(45%)	la colțuri stîlpișori
4. Suduri la șantier	m/m^2	0,33	0,15	− 0,18 (55%)	în îmbinări verticale la goluri de uși
B. *Manoperă*					
1. În fabrică	ore/m^2	0,28	0,13	− 0,15(54%)	la confecționarea armăturii în panourile interioare portante
2. La șantier	ore/m^2	0,50	0,35	− 0,15(30%)	executare îmbinări verticale (fasonare și montare carcase, sudare mustăți și bare, montare țevi PVC, montare și demontare cofraje, precomprimare, injectare).

Notă:
- ● Procentele sînt calculate față de valorile din coloana 3 (proiect tip IPCT 1680).
- ● Cu semnul + : cantități realizate în plus; cu semnul — : cantități în minus, la blocul experimental, față de proiectul tip IPCT 1680.

3. Desființarea mustăților de pe marginile verticale ale panourilor de pereți, ca urmare a folosirii precomprimării, duce la simplificarea tehnologiei de confecționare a panourilor în fabrici sau pe poligoane, reducerea sudurilor pe șantier, realizarea de noduri (îmbinări verticale) închise, cu suprafețe de cofrare reduse.

4. Turnarea prin subbetonare a centurilor de monolitizare a planșeelor apare mai avantajoasă întrucît, în acest caz, se asigură o rezemare mai bună a panourilor de pereți, respectiv o transmitere mai corectă a solicitărilor din precomprimare, de la un nivel la altul al clădirii.

5. Cu privire la sistemul de îmbinare prin precomprimare:

— Precomprimarea pe verticală a clădirilor din panouri mari se poate face în bune condiții, atît cu fascicule SBP cît și cu bare din oțel superior ($\sigma_r \geqslant 90$ kgf/mm^2). Se consideră că, deși precomprimarea pe mai mult de două niveluri este mai avantajoasă din punctul de vedere al tehnologiei de montaj și tensionare a armăturii, este indicat ca în unele noduri ale construcției să se efectueze precomprimarea în trepte de 1—2 niveluri, în vederea asigurării stabilității și rezistenței construcției pe durata execuției.

— Varianta de precomprimare cu bare, în comparație cu varianta cu fascicule, este mai avantajoasă din punctul de vedere al necesarului de manoperă de tensionare, însă prezintă dificultăți sporite la uzinare și necesită o precizie mai mare la montaj.

— Sistemul de îmbinare prin precomprimare conferă clădirilor din panouri mari siguranță mult sporită la cutremure sau explozii de gaze, datorită măririi domeniului de comportare elastică a structurii, prin crearea unei stări permanente de eforturi de compresiune în secțiunile orizontale ale diafragmelor verticale. Acest aspect constituie unul din cele mai importante avantaje ale acestui sistem de îmbinare.

— Prin aplicarea procedeului precomprimării se creează posibilitatea extinderii în țara noastră a sistemului constructiv din panouri mari și la clădirile cu multe niveluri, amplasate în zone seismice, care trebuie să preia solicitări mult sporite în raport cu clădirile cu puține niveluri.

— Pentru injectarea cu pastă de ciment în vederea protejării armăturii pretensionate împotriva coroziunii este indicată aplicarea unui sistem etanș, independent de modul de executare a betonului ce înconjură țevile de PVC.

6. Sub aspect economic, folosirea precomprimării la asamblarea clădirilor din panouri mari în zone seismice poate duce la economii de materiale și manoperă pe șantier, în raport cu sistemul de îmbinare ,,pe conturul panourilor'' care se aplică în prezent la noi în țară, dacă se ține seama de toate aspectele specifice acestui nou sistem de îmbinare: partiu adecvat (cu repartizare simetrică a panourilor de pereți în planul clădirii, număr minim de puncte de precomprimare, acces la zonele de ancorare de la subsol și terasă etc.), panouri de pereți interiori și exteriori cu formă simplă și armătură de montaj redusă la minimum, îmbinări verticale (noduri) închise ș.a.

Primit la redacție la 18 iunie 1973

BIBLIOGRAFIE

[1] BRÎNZAN I.: *Folosirea precomprimării la asamblarea pereților clădirilor din panouri mari prefabricate.* Broșura INCERC ,,Studii și cercetări beton armat și precomprimat'' nr. 1/1965.

[2] BRÎNZAN I., ȘERBĂNESCU G., SANDI H.: *Rezultatele unor cercetări experimentale efectuate cu solicitări dinamice pe diafragme de beton monolit și din panouri mari prefabricate cu diferite sisteme de îmbinare.* ,,Revista construcțiilor și a materialelor de construcții'', nr. 11/1969.

[3] BRÎNZAN I.: *Rezultatele unor cercetări experimentale privind folosirea precomprimării la asamblarea clădirilor din panouri mari.* Comunicare prezentată la sesiunea științifică jubiliară INCERC – aprilie 1971.

[4] * * *: Proiect-tip IPCT nr. 1680, secțiunea 80 A ,,Clădiri din panouri mari cu P + 4 E''.

[5] * * *: Proiect ISART nr. S—03—1—I: Bloc experimental din panouri mari asamblate prin precomprimare pe verticală. Martie 1971.

[6] BRÎNZAN I.: *Un nou sistem de îmbinare de rezistență la clădirile din panouri mari: Precomprimarea pe verticală* Revista ,,Construcții'' nr. 4/1972.

A VII-a conferință de instalații

Între 1 și 3 noiembrie 1973 au avut loc la Sinaia lucrările celei de-a VII-a Conferințe de instalații, organizată sub auspiciile Consiliului Național al Inginerilor și Tehnicienilor, Ministerului Construcțiilor Industriale și Comitetului pentru Problemele Consiliilor Populare.

Anul acesta, tema conferinței a fost ,,Creșterea eficienței funcționale și economice a instalațiilor de încălzire și ventilare''.

La conferință au luat parte, ca invitați, și specialiști din Austria, Franța, Republica Federală Germania, Republica Populară Polonă, Suedia, Republica Populară Ungară.

Lucrările au fost deschise de ing. Achile Petrescu, președintele Comisiei de instalații a C.N.I.T. Conferința a fost salutată de prof. dr. ing. Oliviu Rusu, președintele C.N.I.T., ing. Ion Găvozdea, vicepreședinte al Comitetului pentru Problemele Consiliilor Populare și ing. Gheorghe Zinculescu, director general adjunct în Ministerul Construcțiilor Industriale.

Discuții rodnice au avut loc pe marginea raportului general prezentat de ing. Achile Petrescu și a rapoartelor de sinteză (ing. Liviu Dumitrescu, din I.G.S.D.C.P.E.C.; conf. dr. ing. Gh. Duță, de la Institutul de construcții București, și ing. Ștefan Popescu, din IPROCHIM; ing. Dan Ghițescu, din INCERC), care au înfățișat soluțiilor propuse și problemele ridicate în cele 44 de referate, publicate în volum înaintea conferinței.

CZ 624.04

ASUPRA EVALUĂRII PROBABILITĂȚII DE CEDARE PLASTICĂ A STRUCTURILOR

Prof. dr. ing. DAN GHIOCEL, ing. DAN FRANGOPOL
Institutul de construcții—București

1. OBIECTUL LUCRĂRII

În lucrarea [8] s-au enunțat ipotezele de bază ale metodei semiprobabilistice a căror respectare conduce la evaluarea probabilității de cedare plastică a structurilor cu comportare ideal elastoplastică. De asemenea, s-a analizat influența dependenței corelative între încărcări și între momentele plastice din secțiunile critice asupra probabilității de apariție a mecanismelor de cedare plastică ale unei structuri supuse unei ipoteze de încărcare precizate. În finalul lucrării s-a indicat modul de evaluare a probabilității de apariție a oricărui mecanism de cedare plastică a unei structuri.

Obiectul lucrării de față este formularea unei metode care să conducă, în condițiile în care se respectă ipotezele prezentate în [6] și [8], la evaluarea probabilității de cedare plastică a structurilor. De asemenea, se va exemplifica printr-o aplicație influența dependenței corelative între variabilele aleatorii care intervin în analizarea siguranței structurilor cu comportare ideal elastoplastică asupra probabilității de cedare a acestora.

NOTAȚII

Pentru o variabilă aleatorie analizată Q s-au notat prin $\overline{Q}$, $\widetilde{Q}$, $\widetilde{Q}^2$ și Q^* valoarea medie, abaterea standard, dispersia și respectiv coeficientul de variație al acesteia. În aceste condiții, în lista de notații care urmează se precizează numai variabila aleatorie, fără a mai indica și caracteristicile globale ale acesteia.

$a_1,\dots a_\mu$; $a'_1,\dots a'_\mu$ = termeni ce intervin în expresia probabilității de cedare plastică a unei structuri, respectiv în metoda exactă și metoda aproximativă 2

A,B,C,D,E, F,G,H,I,J, K,L,M,N = indici ce caracterizează mecanismele posibile de cedare ce corespund ipotezei de încărcare III a cadrului portal analizat în § 3

${}_0C_i$ = variabilă aleatorie ce caracterizează capacitatea portantă a mecanismului de cedare i în situația în care momentele plastice din toate secțiunile critice au aceleași valori medii și abateri standard

C_i = variabilă aleatorie ce caracterizează capacitatea portantă a mecanismului de cedare i

E_i = evenimentul ce reprezintă apariția mecanismului de cedare i

$\widehat{E}_i$ = evenimentul contrar evenimentului E_i

h = înălțimea cadrului portal din figura 1

i = indice ce caracterizează un mecanism posibil de cedare al unei structuri

$P_{(-)}$ = probabilitatea de cedare plastică a unei structuri

$P_{(-)i} = P(E_i)$ = probabilitatea de apariție a mecanismului de rang i

$P_{(+)i} = P(\widehat{E}_i)$ = probabilitatea ca mecanismul de rang i să nu apară

$P(\bigcup\limits_i^{1,\mu} E_i)$ = probabilitatea ca cel puțin unul din toate cele μ mecanisme de cedare să apară

$P(\bigcap\limits_i^{1,\mu} E_i)$ = probabilitatea de apariție simultană a tuturor mecanismelor de cedare ale unei structuri

P_1; P_2 = variabile aleatorii ce reprezintă sarcina orizontală, respectiv verticală ce acționează cadrul analizat în §3

P_p; P_q = variabile aleatorii ce reprezintă respectiv sarcinile ce acționează structura în secțiunile p și q

$R_{12,\dots,i-1}$; $R_{12\dots i}$ = determinanții matricei coeficienților de corelație între mecanismele de cedare 1, 2,...,$i-1$, respectiv 1, 2,...,i

S_i = variabilă aleatorie ce caracterizează solicitarea mecanismului de cedare i

W_p = modulul de rezistență plastic al unei secțiuni critice a structurii

X_p; X_q = variabile aleatorii ce reprezintă momentele plastice ale structurii din secțiunile p, respectiv q

z = numărul total de mecanisme de cedare ale unei structuri ce se caracterizează printr-o probabilitate de apariție superioară valorii Γ

γ_i = argumentul funcției integrale Laplace la cedarea prin mecanismul i

Γ = valoare a probabilității stabilită apriori sub care apariția unui mecanism de cedare se consideră practic imposibilă

μ = numărul total de mecanisme posibile de cedare ale unei structuri

ν_i = coeficientul central de siguranță al mecanismului i

$\rho(P_p, P_q)$; $\rho(X_p, X_q)$; $\rho(\sigma_p, \sigma_q)$ = reprezintă coeficientul de corelație între variabilele P_p și P_q, respectiv X_p și X_q, σ_p și σ_q

$\rho_{12\dots i-1,i}$ = coeficientul multiplu de corelație între variabilele aleatorii $\Omega_1,\dots, \Omega_{i-1}$ și variabila Ω_i

σ = variabilă aleatorie ce caracterizează efortul unitar de curgere din secțiunea plastificată

$\Phi(\gamma_i)$ = funcția integrală Laplace definită de relația (22)

Ω_i = variabila aleatorie $C_i - S_i$

2. PROBABILITATEA DE CEDARE PLASTICĂ A STRUCTURILOR

2.1. Metoda exactă

Probabilitatea de cedare plastică a unei structuri, într-o ipoteză de încărcare precizată, este probabilitatea ca cel puţin unul din toate mecanismele posibile să apară. Dacă μ reprezintă numărul total de mecanisme de cedare posibile ale structurii, iar E_i este evenimentul definit de inegalitatea $\Omega_i = C_i - S_i < 0$(C_i şi S_i fiind variabile aleatorii ce reprezintă respectiv capacitatea portantă şi solicitarea mecanismului de rang i), probabilitatea de cedare plastică a structurii va fi, conform formulei lui Poincaré [1], [4], [9], [10], [13], [14],

$$P_{(-)} = P\left(\bigcup_{i}^{1,\mu} E_i\right) = a_1 - a_2 + a_3 \cdots +$$

$$+(-1)^{i+1} a_i \cdots + (-1)^{\mu+1} \cdot a_\mu \tag{1}$$

Primul termen, $a_1 = \sum_{i}^{1,\mu} P(E_i,)$ este suma probabilităţilor de apariţie a fiecărui mecanism în parte. Al doilea termen, $a_2 = \sum_{f,g}^{1,\mu} P(E_f \cap E_g)$, în care $f \neq g$, se referă la suma probabilităţilor evenimentelor ce reprezintă apariţia simultană a două mecanisme diferite. Probabilitatea evenimentului $E_f \cap E_g$ este [4]

$$P(E_f \cap E_g) = P(E_f) \cdot P(E_g) + \rho_{f,g} [P(E_f) \cdot$$

$$\cdot P(\widehat{E}_f) \cdot P(E_g) \cdot P(\widehat{E}_g)]^{1/2} \tag{2}$$

În relaţia (2), $P(\widehat{E}_f)$ şi $P(\widehat{E}_g)$ reprezintă probabilităţile evenimentelor contrare evenimentelor E_f respectiv E_g. Prin urmare $P(\widehat{E}_f) = 1 - P(E_f) = P_{(+)f}$; $P(\widehat{E}_g) = 1 - P(E_g) = P_{(+)g}$ sînt probabilităţile ca mecanismul f, respectiv g să nu apară. Măsura gradului de legătură între evenimentele E_f şi E_g este dată prin coeficientul de corelaţie $\rho_{f,g}$ între variabilele Ω_f şi Ω_g. Mecanismele de distrugere sînt independente, $\rho_{f,g} = 0$, numai în cazul independenţei totale a sarcinilor care acţionează structura, a independenţei momentelor plastice din toate secţiunile critice şi în situaţia în care cele două mecanisme nu au articulaţii plastice şi încărcări comune. Cum aceste condiţii sînt extrem de rar îndeplinite în totalitate, coeficienţii de corelaţie între evenimentele E_f şi E_g sînt, în general, diferiţi de zero, avînd în majoritatea cazurilor valori pozitive.

Termenul următor este de forma $a_3 = \sum_{f,g,h}^{1,\mu} P(E_f \cap E_g \cap E_h)$, în care indicii ce definesc evenimentele E nu pot avea valori egale, $f \neq g \neq h$. Probabilitatea evenimentului $E_f \cap E_g \cap E_h$ este

$$P(E_f \cap E_g \cap E_h) = P(E_f \cap E_g) \cdot P(E_h) +$$

$$+ \rho_{fg,h} [P(E_f \cap E_g) \cdot P(\widehat{E_f \cap E_g}) \cdot P(E_h) \cdot P(\widehat{E}_h)]^{1/2} \tag{3}$$

$\rho_{fg,h}$ este coeficientul de corelaţie între evenimentul $E_f \cap E_g$ şi evenimentul E_h. Acest coeficient multiplu de corelaţie se poate calcula folosind determinanţii matricelor de corelaţie R_{fgh} şi R_{fg} definiţi [12] de relaţiile (4), sub forma $\rho_{fg,h} = [1 - (R_{fgh}/R_{fg})]^{1/2}$

$$R_{fgh} = \begin{bmatrix} 1 & \rho_{f,g} & \rho_{f,h} \\ \rho_{f,g} & 1 & \rho_{g,h} \\ \rho_{f,h} & \rho_{g,h} & 1 \end{bmatrix}; \quad R_{fg} = \begin{bmatrix} 1 & \rho_{f,g} \\ \rho_{f,g} & 1 \end{bmatrix} \tag{4}$$

În condiţiile în care se evaluează toţi coeficienţii de corelaţie între evenimentele ce reprezintă apariţia simultană a două mecanisme de cedare, se poate determina şi coeficientul multiplu de corelaţie între evenimentele ce reprezintă apariţia unui mecanism de cedare oarecare i şi apariţia simultană a tuturor mecanismelor pînă la mecanismul i. Astfel, $\rho_{12 \cdots i-1,i}$ este coeficientul multiplu de corelaţie între variabila Ω_i şi variabilele $\Omega_1, \Omega_2, \ldots \Omega_{i-1}$ avînd valoarea [12] $\rho_{12 \cdots i-1,i} = [1 - (R_{12 \cdots i}/R_{12 \cdots i-1})]^{1/2}$

$$R_{12 \cdots i} = \begin{bmatrix} 1 & \rho_{1,2} \cdots & \rho_{1,i} \\ \rho_{1,2} & 1 \cdots & \rho_{2,i} \\ \cdot\ \cdot & \cdot\ \cdot & \cdot\ \cdot \\ \rho_{1,i} & \rho_{2,i} \cdots & 1 \end{bmatrix};$$

$$R_{1 \cdots i-1} = \begin{bmatrix} 1 & \rho_{1,2} \cdots & \rho_{1,i-1} \\ \rho_{1,2} & 1 \cdots & \rho_{2,i-1} \\ \cdot\ \cdot & \cdot\ \cdot & \cdot\ \cdot \\ \rho_{1,i-1} & \rho_{2,i-1} \cdots & 1 \end{bmatrix} \tag{5}$$

Se poate calcula astfel fiecare termen al sumei din relaţia (1) şi se obţine cu exactitate probabilitatea de cedare plastică a structurii în ipoteza de încărcare considerată.

2.2. Metode aproximative

2.2.1. Metoda 1

În general, metoda exactă, care implică calcule laborioase, se poate folosi în situaţia în care toate mecanismele de cedare au probabilităţi de apariţie apropiate ca valoare. Cum, în majoritatea cazurilor, această situaţie nu se întîlneşte în realitate, se indică o metodă aproximativă, metoda 1, prin care se determină cu certitudine intervalul în care se găseşte probabilitatea de cedare plastică a structurii.

Termenii ce intervin în expresia (1), care la rîndul lor sînt sume ale diverselor probabilităţi de apariţie individuală (primul termen) sau simultană (toţi termenii cu excepţia primului), satisfac relaţia de ordine $a_1 > a_2 > \cdots > a_i > \cdots > a_\mu$. Deci pentru orice i impar, probabilitatea de cedare plastică a structurii este cuprinsă în intervalul

$$a_1 - a_2 + \cdots + a_i > P_{(-)} > a_1 - a_2 +$$

$$+ \cdots + a_i - a_{i+1} \tag{6}$$

În funcţie de precizia impusă pentru determinarea intervalului în care se plasează probabilitatea de cedare (în cazul relaţiei (6) această precizie este cel puţin egală cu a_{i+1}) se alege valoarea i.

Metoda este eficientă deoarece termenii şirului a_i, ($i = 1,\mu$) scad rapid între două valori consecutive. Avantajul metodei constă în micşorarea numărului de termeni care trebuie calculaţi faţă de metoda exactă. În metoda exactă, se calculează μ termeni de tip a_i iar în această metodă numai $\mu-i-1$ termeni.

2.2.2. Metoda 2

În metoda 1 se calculează numai o parte din termenii a_i care intervin în expresia probabilităţii de cedare plastică a structurii. Termenii $a_1, \ldots, a_{i+1}$ care se calculează trebuie evaluaţi ţinînd cont de toate cele μ mecanisme posibile de cedare.

În continuare, se va formula o metodă aproximativă, metoda 2, care va fi folosită şi la rezolvarea aplicaţiilor din § 3, pentru determinarea probabilităţii de cedare plastică a structurilor prin considerarea numai a mecanismelor de distrugere ce au o probabilitate mare de apariţie comparativ cu celelalte.

Dacă pentru toate mecanismele posibile de cedare ale unei structuri se determină probabilitatea de apariţie, se pot ataşa indici mecanismelor de cedare în ordinea mărimii probabilităţii de apariţie a fiecărui mecanism în parte, după cum urmează:

$$P_{(-)1} \geqslant P_{(-)2} \geqslant \cdots \geqslant P_{(-)i} \geqslant \cdots \geqslant P_{(-)\mu} \tag{7}$$

În situaţia în care se precizează o valoare a probabilităţii de apariţie a unui mecanism de cedare, Γ, sub care apariţia mecanismului se consideră practic imposibilă, din şirul descrescător format de probabilităţile apariţiei celor μ mecanisme de cedare interesează numai cele a căror probabilitate este superioară valorii Γ. Presupunînd că, din cele μ mecanisme, z îndeplinesc condiţia care se referă la o probabilitate de apariţie superioară valorii Γ, probabilitatea de cedare plastică a structurii se poate aproxima prin relaţia:

$$P_{(-)} \cong P\left(\bigcup_{i}^{1,z} E_i\right) = a'_1 - a'_2 + a'_3 -$$

$$- \cdots + (-1)^{i+1} a'_i \cdots + (-1)^{\mu+1} a'_\mu \tag{8}$$

În această relaţie $a'_1 = \sum\limits_{i}^{1,z} P(E_i)$ este suma probabilităţilor de apariţie individuală a celor z mecanisme, $a'_2 = \sum\limits_{f,g}^{1,z} P(E_f \cap E_g)$, iar $a'_\mu = P\left(\bigcap\limits_{i}^{1,z} E_i\right)$.

Metoda este eficientă deoarece, pentru o probabilitate Γ precizată (de exemplu 10^{-6}), în general un număr redus de mecanisme au o probabilitate de apariţie superioară acestei valori. Avantajul metodei constă în micşorarea numărului de termeni care se calculează în cadrul fiecărei sume a'_i, iar aproximaţia obţinută în final este satisfăcătoare. Cu cît valoarea Γ este mai redusă, numărul mecanismelor de cedare luate în considerare este mai mare, iar aproximaţia probabilităţii de cedare plastică a structurii este mai bună.

3. APLICAŢIE: EVALUAREA PROBABILITĂŢII DE CEDARE PLASTICĂ A UNUI CADRU METALIC PORTAL

În scopul ilustrării rezultatelor teoretice obţinute anterior, se prezintă o aplicaţie. Se consideră cadrul metalic portal (fig. 1), articulat la bază, în trei ipoteze de încărcare distincte, după cum urmează : I — corespunde unei sarcini orizontale P_1 aplicate în nod ; II — corespunde unei sarcini verticale P_2 aplicate la mijlocul riglei ; III — corespunde unei încărcări rezultate prin suprapunerea sarcinii P_1 cu sarcina P_2.

Atît încărcarea cît şi capacitatea portantă a mecanismelor de cedare sînt variabile aleatorii, iar toate ipotezele prezentate în § 1.3 al lucrării [8] se consideră respectate. În acest caz, secţiunile în care pot apărea articulaţii plastice sînt, în ipoteza I, cele din vecinătatea nodurilor, notate în figura 1 prin 3, 4, 5, 6, iar în ipotezele II şi III aceleaşi secţiuni ca în cazul anterior, la care se adaugă secţiunea 2, situată la mijlocul riglei.

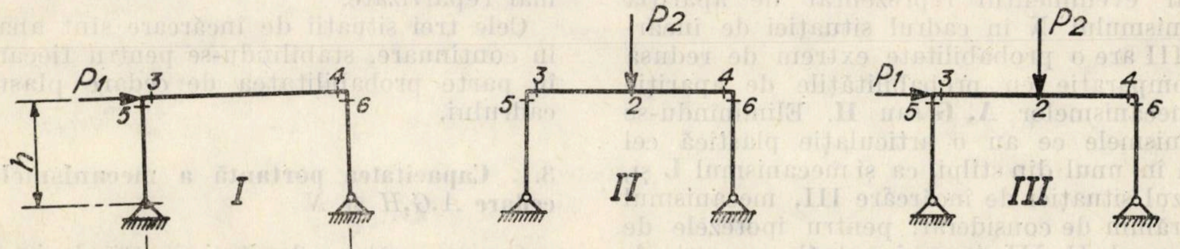


Fig. 1

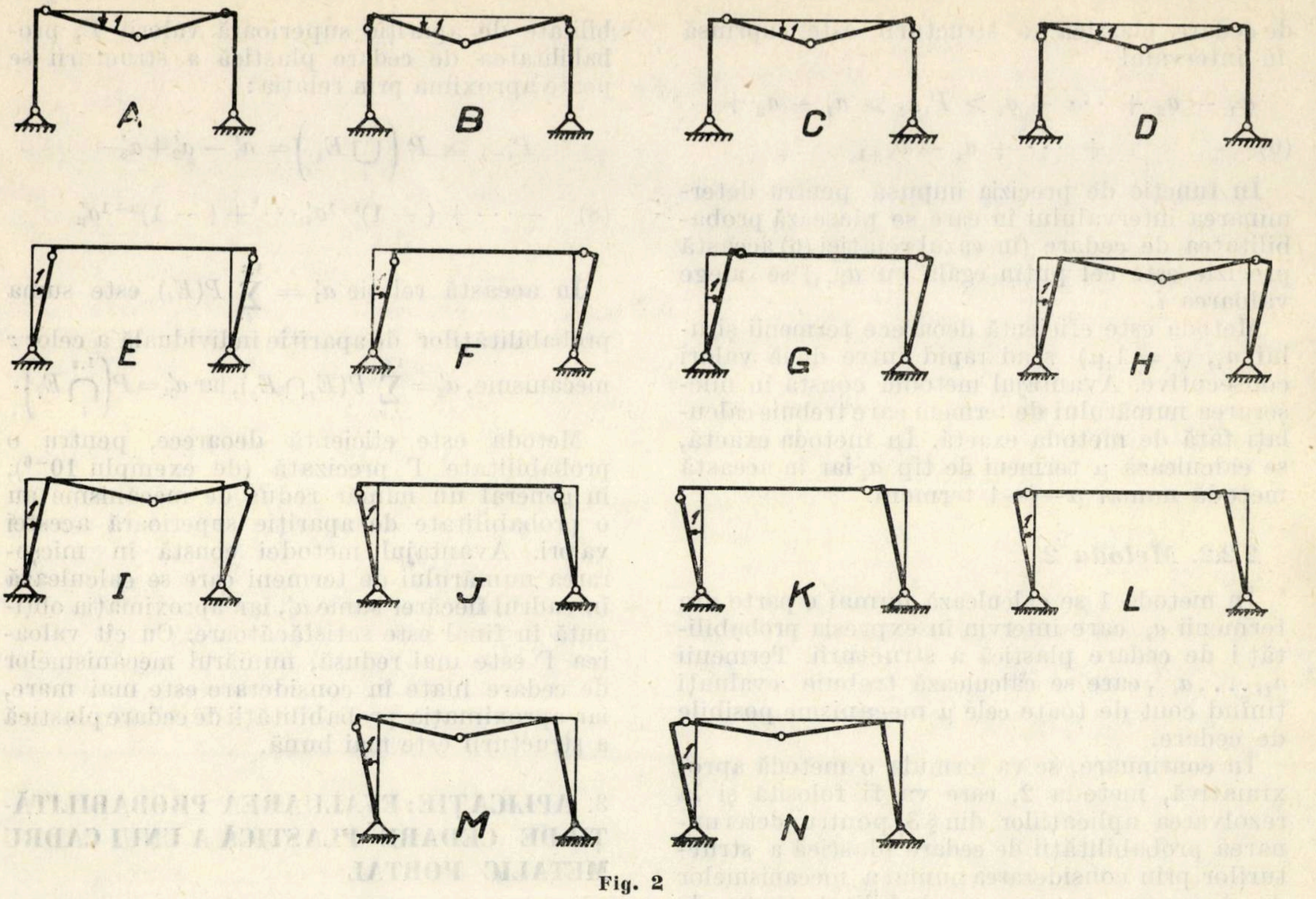


Fig. 2

În figura 2 se prezintă toate cele 14 mecanisme de cedare posibile, exclusiv cele de nod, corespunzătoare ipotezei de încărcare III. Situaţiei de încărcare I îi sînt caracteristice 6 mecanisme de cedare **(E, F, G, J, K, L)** iar situaţiei II 8 mecanisme **(A,B,C,D,H,I,M,N)**.

Calculul exact al probabilităţii de cedare plastică a cadrului ar trebui să considere toate aceste mecanisme de cedare. În aplicaţia care urmează se consideră stîlpii mult mai rigizi decît rigla în zona de nod. Ca urmare a acestei ipoteze, probabilitatea de apariţie a unui mecanism, care să conţină o articulaţie plastică cel puţin într-unul din cei doi stîlpi, este neglijabilă în raport cu probabilitatea de apariţie a mecanismelor ce au toate articulaţiile plastice situate pe rigla cadrului. Pe de altă parte, probabilitatea de apariţie a mecanismului **L** este neglijabilă în raport cu cea a mecanismului **G**, iar evenimentul reprezentat de apariţia mecanismului **N** în cadrul situaţiei de încărcare III are o probabilitate extrem de redusă în comparaţie cu probabilităţile de apariţie ale mecanismelor **A**, **G** sau **H**. Eliminîndu-se mecanismele ce au o articulaţie plastică cel puţin în unul din stîlpi, ca şi mecanismul **L** şi, în cazul situaţiei de încărcare III, mecanismul **N** — rămîn de considerat, pentru ipotezele de încărcare I, II, III, mecanismele **G**, respectiv **A, H, N** şi **A, G, H**. Reţinînd numai o parte din toate mecanismele posibile de distrugere, corespunzătoare fiecărei situaţii de încărcare în parte, probabilitatea de cedare plastică ce se va obţine va fi o valoare aproximativă a probabilităţii reale de cedare plastică a structurii, după cum s-a menţionat în § 2.2.2.

Datele care se folosesc în aplicaţii sînt mărimi deterministe (înălţimea $h = 6$ m, deschiderea $2\ h = 12$ m, rigla se consideră realizată dintr-un profil I_{36} avînd modulul de rezistenţă elastic 1090 cm^3 şi modulul de rezistenţă plastic $W_p = 1,17 \cdot 1090 = 1275$ cm^3) şi variabile aleatorii (efortul unitar de curgere σ avînd valoarea medie $\bar{\sigma} = 3.10^4$ daN/cm^2 şi coeficientul de variaţie $\sigma^* = 0,1$; sarcina P_1 caracterizată prin valoarea medie $\bar{P}_1 = 4.10^4$ daN şi coeficientul de variaţie $P_1^* = 0,15$; sarcina P_2 caracterizată prin valoarea medie $\bar{P}_2 = 17 \cdot 10^4$ daN şi coeficientul de variaţie $P_2^* = 0,1$). Toate variabilele se presupun normal repartizate.

Cele trei situaţii de încărcare sînt analizate în continuare, stabilindu-se pentru fiecare caz în parte probabilitatea de cedare plastică a cadrului.

3.1. Capacitatea portantă a mecanismelor de cedare *A*,*G*,*H* şi *N*

Corespunzător celor trei situaţii de încărcare considerate rămîn de analizat numai 4 mecanisme de distrugere a căror capacitate portantă va fi aceeaşi, indiferent de situaţia de încărcare. Capacităţile portante ale mecanismelor **A**, **G**, **H** şi **N** vor fi variabilele aleatorii indicate în (9), cu valorile medii (10):

$$(9)\quad \begin{cases} C_A = 2X_2 + X_3 + X_4 \\ C_G = X_3 + X_4 \\ C_H = 2X_2 + 2X_4 \\ C_N = 2X_2 + 2X_3 \end{cases}$$

$$(10)\quad \begin{cases} \bar{C}_A = 2\bar{X}_2 + \bar{X}_3 + \bar{X}_4 \\ \bar{C}_G = \bar{X}_3 + \bar{X}_4 \\ \bar{C}_H = 2\bar{X}_2 + 2\bar{X}_4 \\ \bar{C}_N = 2\bar{X}_2 + 2\bar{X}_3 \end{cases}$$

Dispersiile capacităţilor portante ale mecanismelor de cedare au valorile [3], [8], [11]

$$(11)\quad \begin{cases} \widetilde{C}_A^2 = 4\widetilde{X}_2^2 + \widetilde{X}_3^2 + \widetilde{X}_4^2 + 4\widetilde{X}_2\cdot\widetilde{X}_3\cdot\rho(X_2,X_3) + \\ \quad + 4\widetilde{X}_2\cdot\widetilde{X}_4\cdot\rho(X_2,X_4) + 2\widetilde{X}_3\cdot\widetilde{X}_4\cdot\rho(X_3,X_4) \\ \widetilde{C}_G^2 = \widetilde{X}_3^2 + \widetilde{X}_4^2 + 2\widetilde{X}_3\cdot\widetilde{X}_4\cdot\rho(X_3,X_4) \\ \widetilde{C}_H^2 = 4\widetilde{X}_2^2 + 4\widetilde{X}_4^2 + 8\widetilde{X}_2\cdot\widetilde{X}_4\cdot\rho(X_2,X_4) \\ \widetilde{C}_N^2 = 4\widetilde{X}_2^2 + 4\widetilde{X}_3^2 + 8\widetilde{X}_2\cdot\widetilde{X}_3\cdot\rho(X_2,X_3) \end{cases}$$

Presupunînd valorile medii ale momentelor plastice egale între ele, $\bar{X} = W_p\cdot\bar{\sigma} = 38{,}25\cdot 10^4$ daNm, valorile medii ale capacităţilor portante ale mecanismelor de cedare vor fi ${}_0\bar{C}_A = {}_0\bar{C}_N = {}_0\bar{C}_H = 4\bar{X}$; ${}_0\bar{C}_G = 2\bar{X}$.

Dacă momentele au aceeaşi abatere standard $\widetilde{X}$, indiferent de secţiunea critică considerată, abaterile standard ale capacităţilor portante ale mecanismelor vor fi

$$(12)\quad \begin{cases} {}_0\widetilde{C}_A = \widetilde{X}[6 + 4\,\rho(X_2,X_3) + 4\,\rho(X_2,X_4) + \\ \quad + 2\,\rho(X_3,X_4)]^{1/2} \\ {}_0\widetilde{C}_G = \widetilde{X}[2 + 2\,\rho(X_3,X_4)]^{1/2} \\ {}_0\widetilde{C}_H = \widetilde{X}[8 + 8\,\rho(X_2,X_4)]^{1/2} \\ {}_0\widetilde{C}_N = \widetilde{X}[8 + 8\,\rho(X_2,X_3)]^{1/2} \end{cases}$$

Dacă atît mediile, cît şi abaterile standard ale momentelor plastice din cele 5 secţiuni critice sînt egale, valorile minime (13) ale coeficienţilor de variaţie ale capacităţilor portante se obţin în situaţia unei corelaţii identic nule, $\rho(X_p,X_q) = 0$, între momentele plastice, iar valorile maxime (14) în situaţia unei legături liniare pozitive stricte, $\rho(X_p, X_q) = 1$ [8], [11]

$$(13)\quad \begin{cases} \min({}_0C_A^*) = X^*\sqrt{6}/4 = 0{,}061 \\ \min({}_0C_G^*) = X^*\sqrt{2}/2 = 0{,}071 \\ \min({}_0C_H^*) = \min({}_0C_N^*) = X^*\sqrt{8}/4 = 0{,}071 \end{cases}$$

$$(14)\quad \begin{aligned} &\max({}_0C_A^*) = \max({}_0C_G^*) = \max({}_0C_H^*) = \\ &= \max({}_0C_N^*) = X^* = 0{,}1 \end{aligned}$$

X^* fiind coeficientul de variaţie al momentului plastic din orice secţiune critică va avea valoarea $\widetilde{X}/\bar{X} = \widetilde{\sigma}/\bar{\sigma} = \sigma^* = 0{,}1$

3.2. Solicitarea mecanismelor de cedare *A*, *G*, *H* şi *N*

Cu excepţia mecanismului **H**, solicitarea mecanismelor de cedare nu va depinde de situaţia de încărcare considerată. Solicitările mecanismelor **A**, **G**, **H** şi **N** vor fi exprimate prin variabilele aleatorii indicate în (15) şi vor avea valorile medii (16):

$$(15)\quad \begin{cases} \text{I} \rightarrow S_G = h\cdot P_1 \\ \text{II} \rightarrow S_A = S_H = S_N = h\cdot P_2 \\ \text{III} \rightarrow \begin{cases} S_A = h\cdot P_2;\ S_G = h\cdot P_1 \\ S_H = h\cdot P_1 + h\cdot P_2 \end{cases} \end{cases}$$

$$(16)\quad \begin{cases} \text{I} \rightarrow \bar{S}_G = h\cdot\bar{P}_1 = 24 \text{ tm} \\ \text{II} \rightarrow \bar{S}_A = \bar{S}_H = \bar{S}_N = h\cdot\bar{P}_2 = 102 \text{ tm} \\ \text{III} \rightarrow \begin{cases} \bar{S}_A = h\cdot\bar{P}_2;\ \bar{S}_G = h\cdot\bar{P}_1 \\ \bar{S}_H = h(\bar{P}_1 + \bar{P}_2) = 126 \text{ tm} \end{cases} \end{cases}$$

Dispersiile solicitărilor mecanismelor de cedare vor fi

$$(17)\quad \begin{cases} \text{I} \rightarrow \widetilde{S}_G^2 = h^2\cdot\widetilde{P}_1^2 \\ \text{II} \rightarrow \widetilde{S}_A^2 = \widetilde{S}_H^2 = \widetilde{S}_N^2 = h^2\cdot\widetilde{P}_2^2 \\ \text{III} \rightarrow \begin{cases} \widetilde{S}_A^2 = h^2\cdot\widetilde{P}_2^2;\ \widetilde{S}_G^2 = h^2\cdot\widetilde{P}_1^2 \\ \widetilde{S}_H^2 = h^2\cdot[\widetilde{P}_1^2 + \widetilde{P}_2^2 + 2\cdot\rho(P_1,P_2)\cdot \\ \cdot\widetilde{P}_1\cdot\widetilde{P}_2] \end{cases} \end{cases}$$

iar coeficienţii de variaţie ai solicitărilor mecanismelor de cedare vor avea valorile

$$(18)\quad \begin{cases} \text{I} \rightarrow S_G^* = P_1^* = 0{,}15 \\ \text{II} \rightarrow S_A^* = S_H^* = S_N^* = P_2^* = 0{,}10 \\ \text{III} \rightarrow \begin{cases} S_A^* = P_2^* = 0{,}10;\ S_G^* = P_1^* = 0{,}15 \\ S_H^* = [\widetilde{P}_1^2 + \widetilde{P}_2^2 + 2\cdot\rho(P_1, P_2)\cdot \\ \cdot\widetilde{P}_1\cdot\widetilde{P}_2]^{1/2}/(\bar{P}_1 + \bar{P}_2) \end{cases} \end{cases}$$

Mărimea coeficientului de corelaţie între încărcări $\rho(P_1,P_2)$ nu influeţează coeficienţii de variaţie ai solicitărilor mecanismelor, indiferent de situaţia de încărcare, cu excepţia mecanismului **H** în ipoteza de încărcare III. Pentru $\rho(P_1, P_2) = -1$ se obţine valoarea minimă a coeficientului de variaţie al solicitării mecanismului **H**, iar cazul unei dependenţe liniare pozitive stricte, $\rho(P_1, P_2) = 1$, corespunde valorii maxime:

$$(19)\ \text{III} \rightarrow \begin{cases} \min(S_H^*) = (\widetilde{P}_2 - \widetilde{P}_1)/(\bar{P}_1 + \bar{P}_2) = 0{,}052 \\ \max(S_H^*) = (\widetilde{P}_1 + \widetilde{P}_2)/(\bar{P}_1 + \bar{P}_2) = 0{,}109 \end{cases}$$

Independenţa încărcărilor P_1 şi P_2 conduce la valoarea ${}_0S_H^*$ a coeficientului de variaţie al solicitării, după cum urmează :

$$(20)\ \text{III} \rightarrow {}_0S_H^* = (\overline{P}_1^2 + \overline{P}_2^2)^{1/2}/(\overline{P}_1 + \overline{P}_2) = 0{,}086$$

3.3. Probabilitatea de apariţie a mecanismelor *A*, *G*, *H* şi *N*

Atît încărcările, cît şi eforturile unitare de curgere din secţiunile critice fiind presupuse normal repartizate, probabilitatea de apariţie a unui mecanism de cedare se poate calcula folosind relaţia (21) [5], [7], [8].

$$(21)\ P_{(-)i} = P({}_0C_i - S_i < 0) =$$

$$= \Phi\left[\frac{1-\nu_i}{\sqrt{(S_i^*)^2 + \nu_i^2\cdot({}_0C_i^*)^2}}\right] = \Phi(\gamma_i)$$

$\Phi(\gamma_i)$ reprezintă funcţia integrală Laplace dată de integrala [2], [4]

$$(22)\ \Phi(\gamma_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\cdot\int_{-\infty}^{\gamma_i} \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right)\mathrm{d}x$$

iar $\nu_i = {}_0\overline{C}_i/\overline{S}_i$ este coeficientul central de siguranţă al mecanismului *i*.

În ipoteza egalităţii valorilor medii şi coeficienţilor de variaţie ai momentelor plastice din secţiunile critice, se prezintă în tabelul 1, coloana ultimă, pentru valorile extreme ale coeficienţilor de corelaţie între momentele plastice din secţiunile critice şi între încărcările P_1 şi P_2, probabilitatea de apariţie a mecanismelor **A**, **G**, **H** şi **N** în fiecare ipoteză de încărcare considerată.

3.4. Probabilitatea de cedare plastică a cadrului

În cele ce urmează se va determina probabilitatea de cedare plastică a cadrului, ce corespunde diverselor valori ale coeficienţilor de corelaţie între momentele plastice din secţiunile critice şi între încărcări, pentru fiecare ipoteză de încărcare în parte.

3.4.1. Situaţia I

Probabilitatea de cedare plastică a cadrului supus exclusiv acţiunii încărcării orizontale P_1 va corespunde cu probabilitatea apariţiei mecanismului **G**. Această probabilitate va fi cuprinsă, în cazul în care nu se cunoaşte cu exactitate coeficientul de corelaţie dintre momentele plastice X_3 şi X_4 între $5\cdot10^{-16}$ (valoare ce corespunde independenţei momentelor plastice) şi $5\cdot10^{-10}$ (valoare determinată de o dependenţă liniară pozitivă strictă între cele două momente).

3.4.2. Situaţia II

Probabilitatea de cedare plastică a cadrului acţionat exclusiv de încărcarea verticală P_2 este probabilitatea ca cel puţin unul din mecanismele **A**, **H** sau **N** să apară. Particularizînd re-

Tabelul 1

Situaţie de încărcare	Mecanism	$\rho(P_1,P_2)$	$\rho(X_p,X_q)$	${}_0C_i^*$	S_i^*	$\nu_i={}_0\overline{C}_i/\overline{S}_i$	γ_i	$P_{(-)i}=P(E_i)$
I sau III	*G*	$-1\leqslant\rho(P_1,P_2)\leqslant1$	$\rho(X_3,X_4)=0$	0,071	0,15	3,1875	−8,083	5.10^{-16}
			$\rho(X_3,X_4)=1$	0,100			−6,210	5.10^{-10}
II sau III	*A*		$\rho(X_2,X_3)=\rho(X_2,X_4)=\rho(X_3,X_4)=0$	0,061	0,10	1,50	−3,683	$0,116.10^{-3}$
			$\rho(X_2,X_3)=\rho(X_2,X_4)=\rho(X_3,X_4)=1$	0,100			−2,774	$2,778.10^{-3}$
II	*H*		$\rho(X_2,X_4)=0$	0,071	0,10	1,50	−3,430	$0,302.10^{-3}$
			$\rho(X_2,X_4)=1$	0,100			−2,774	$2,778.10^{-3}$
	N		$\rho(X_2,X_3)=0$	0,071	0,10	1,50	−3,430	$0,302.10^{-3}$
			$\rho(X_2,X_3)=1$	0,100			−2,774	$2,778.10^{-3}$
III	*H*	$\rho(P_1,P_2)=-1$	$\rho(X_2,X_4)=0$	0,071	0,052	1,214	−2,131	$16,544.10^{-3}$
			$\rho(X_2,X_4)=1$	0,100			−1,621	$52,509\cdot10^{-3}$
		$\rho(P_1,P_2)=0$	$\rho(X_2,X_4)=0$	0,071	0,086		−1,765	$38,782.10^{-3}$
			$\rho(X_2,X_4)=1$	0,100			−1,441	$74,792.10^{-3}$
		$\rho(P_1,P_2)=1$	$\rho(X_2,X_4)=0$	0,071	0,109		−1,540	$61,780.10^{-3}$
			$\rho(X_2,X_4)=1$	0,100			−1,311	$94,929.10^{-3}$

laţia (1), pentru cazul a 3 evenimente se va obţine

$$(23)\ P^{\text{II}}_{(-)} = P(E_A) + P(E^{\text{II}}_H) + P(E_N) - P(\text{E}_A \cap E^{\text{II}}_H) - P(E_A \cap E_N) - P(E^{\text{II}}_H \cap E_N) + P(E_A \cap E^{\text{II}}_H \cap E_N)$$

Notînd prin $\Omega_A = 2 \cdot X_2 + X_3 + X_4 - h \cdot P_2$; $\Omega^{\text{II}}_H = 2X_2 + 2X_4 - h \cdot P_2$; $\Omega_N = 2X_2 + 2X_3 - h \cdot P_2$ variabilele aleatorii a căror probabilitate de a avea valori negative sînt respectiv $P(E_A)$; $P(E^{\text{II}}_H)$ şi $P(E_N)$, trebuie determinaţi coeficienţii de corelaţie între aceste variabile.

În ipotezele independenţei şi dependenţei liniare pozitive stricte între momentele plastice din secţiunile critice, valorile coeficienţilor de corelaţie între variabilele Ω_A, Ω^{II}_H şi Ω_N sînt date în tabelul 2.

Tabelul 2

$\rho(X_2, X_3) =$ $= \rho(X_2, X_4) =$ $= \rho(X_3, X_4)$	$\rho(\Omega_A, \Omega^{\text{II}}_H) = \rho(\Omega_A, \Omega_H)$	$\rho(\Omega^{\text{II}}_H, \Omega_N$
0	$\sqrt{\dfrac{6\widetilde{X}^2 + h^2 \cdot \widetilde{P}_2^2}{8\widetilde{X}^2 + h^2 \cdot \widetilde{P}_2^2}} = 0{,}931$	1
1	$\dfrac{4\widetilde{X}^2 + h^2 \cdot \widetilde{P}_2^2}{8\widetilde{X}^2 + h^2 \cdot \widetilde{P}_2^2} = 0{,}735$	1

O dată stabiliţi coeficienţii de corelaţie ce exprimă măsura gradului de legătură între evenimentele E_A, E^{II}_H şi E_N, cu ajutorul relaţiilor (2), (3) şi (4) s-au determinat valorile probabilităţilor evenimentelor ce intervin în relaţia (23), obţinîndu-se pentru probabilitatea de cedare plastică a cadrului, valoarea $0{,}15 \cdot 10^{-3}$, în cazul independenţei momentelor plastice din secţiunile critice şi $2{,}778 \cdot 10^{-3}$ în situaţia dependenţei liniare pozitive stricte între momentele plastice.

3.4.3. Situaţia III

Probabilitatea de cedare plastică a cadrului supus simultan încărcării orizontale P_1 şi încărcării verticale P_2 este probabilitatea de apariţie a cel puţin unuia din mecanismele **A**, **G** sau **H**. Deoarece probabilitatea de apariţie a mecanismului **G** este foarte redusă în raport cu cea a mecanismului **H** sau **A**, se admite neglijarea probabilităţii de apariţie a acestui mecanism. În consecinţă, probabilitatea de cedare plastică a cadrului va fi

$$(24)\ P^{\text{III}}_{(-)} = P(E_A \cup E^{\text{III}}_H) = P(E_A) + P(E^{\text{III}}_H) - P(E_A \cap E^{\text{III}}_H)$$

În cele 6 cazuri ce rezultă prin combinarea situaţiilor determinate de existenţa unor coeficienţi de corelaţie avînd valorile -1, 0 sau 1 între încărcări şi 0 sau 1 între momentele plastice din secţiunile critice, s-au calculat (tabelul 3) valorile coeficienţilor de corelaţie între variabilele Ω_A şi $\Omega^{\text{III}}_H = 2X_2 + 2X_4 - h \cdot P_1 - h \cdot P_2$.

Cu ajutorul relaţiei (2) s-a determinat, pentru fiecare caz în parte, probabilitatea apariţiei simultane a evenimentelor E_A şi E^{III}_H, iar probabilitatea de cedare plastică a structurii sub acţiunea simultană a încărcărilor P_1 şi P_2 s-a calculat conform relaţiei (24); rezultatele se prezintă în tabelul 4.

Tabelul 3

$\rho(P_1, P_2)$	$\rho(X_2, X_4)$	$\rho(\Omega^{\text{III}}_H, \Omega_A) = \dfrac{\text{cov}(\Omega^{\text{III}}_H, \Omega_A)}{\widetilde{\Omega}^{\text{III}}_H \cdot \widetilde{\Omega}_A}$
-1	0	$\dfrac{6\widetilde{X}^2 + h^2(\widetilde{P}_2^2 - \widetilde{P}_1 \cdot \widetilde{P}_2)}{\sqrt{8\widetilde{X}^2 + h^2(\widetilde{P}_2 - \widetilde{P}_1)^2}\sqrt{6\widetilde{X}^2 + h^2 \cdot \widetilde{P}_2^2}} = 0{,}895$
	1	$\dfrac{16\widetilde{X}^2 + h^2(\widetilde{P}_2^2 - \widetilde{P}_1 \cdot \widetilde{P}_2)}{\sqrt{16\widetilde{X}^2 + h^2(\widetilde{P}_2 - \widetilde{P}_1)^2}\sqrt{16\widetilde{X}^2 + h^2 \cdot \widetilde{P}_2^2}} = 0{,}990$
0	0	$\dfrac{6\widetilde{X}^2 + h^2 \cdot \widetilde{P}_2^2}{\sqrt{8\widetilde{X}^2 + h^2 \cdot (\widetilde{P}_2^2 + \widetilde{P}_1^2)}\sqrt{6\widetilde{X}^2 + h^2 \cdot \widetilde{P}_2^2}} = 0{,}913$
	1	$\dfrac{16\widetilde{X}^2 + h^2 \cdot \widetilde{P}_2^2}{\sqrt{16\widetilde{X}^2 + h^2(\widetilde{P}_2^2 + \widetilde{P}_1^2)}\sqrt{16\widetilde{X}^2 + h \cdot \widetilde{P}_2^2}} = 0{,}987$
1	0	$\dfrac{6\widetilde{X}^2 + h^2 \cdot (\widetilde{P}_2^2 + \widetilde{P}_1 \widetilde{P}_2)}{\sqrt{8\widetilde{X}^2 + h^2(\widetilde{P}_2 + \widetilde{P}_1)^2}\sqrt{6\widetilde{X}^2 + h^2 \widetilde{P}_2^2}} = 0{,}947$
	1	$\dfrac{16\widetilde{X}^2 + h^2(\widetilde{P}_2^2 + \widetilde{P}_1 \widetilde{P}_2)}{\sqrt{16\widetilde{X}^2 + h^2(\widetilde{P}_2 + \widetilde{P}_1)^2}\sqrt{16\widetilde{X}^2 + h^2 \widetilde{P}_2^2}} = 0{,}994$

În cazul coacţiunii încărcărilor P_1 şi P_2 probabilitatea de cedare plastică a cadrului creşte sensibil faţă de situaţia acţiunii separate a celor două încărcări.

Dacă nu se cunosc coeficienţii de corelaţie între încărcări şi între momentele plastice, se poate afirma cu certitudine intervalul în care se găseşte probabilitatea de cedare plastică a cadrului. Limita inferioară a acestei probabilităţi ($15{,}43 \cdot 10^{-3}$) va corespunde unei dependenţe liniare negative stricte între încărcări şi independenţei momentelor plastice, iar cea superioară ($82{,}15 \cdot 10^{-3}$) presupune o dependenţă liniară pozitivă strictă, atît între încărcări, cît şi între momentele plastice.

Tabelul 4

$\rho(P_1, P_2)$	$\rho(X_2, X_3) = \\ = \rho(X_2, X_4) = \\ = \rho(X_3, X_4)$	$P(E_A \cup E_H^{III}) = \\ = P^{III}_{(-)}$
-1	0	$15{,}43.10^{-3}$
	1	$43{,}49.10^{-3}$
0	0	$36{,}99.10^{-3}$
	1	$63{,}52.10^{-3}$
1	0	$59{,}34.10^{-3}$
	1	$82{,}15 \cdot 10^{-3}$

4. CONCLUZII

Rămînînd în cadrul ipotezelor restrictive admise în § 1.3 al lucrării [8], se pot formula următoarele concluzii privitoare la evaluarea probabilităţii de cedare plastică a structurilor :

● Aplicarea relaţiei (1) constituie singura cale consecventă pentru determinarea probabilităţii de cedare plastică a structurilor. Conform acestei relaţii trebuie determinate atît probabilităţile individuale de apariţie a tuturor mecanismelor posibile de cedare ale structurii sub situaţia de încărcare considerată, cît şi probabilităţile de apariţie simultană a tuturor combinaţiilor posibile de mecanisme de cedare.

● Probabilitatea de cedare plastică a structurii poate fi aproximată cu suficientă precizie considerînd valabilitatea relaţiei (1) numai pentru mecanismele a căror probabilitate de apariţie este superioară unei anumite valori stabilite apriori. În această situaţie, pentru determinarea valorii aproximative a probabilităţii de cedare plastică se foloseşte relaţia (8).

● Pentru a evalua cu exactitate probabilitatea de cedare plastică a structurilor apare necesară atît determinarea densităţilor de repartiţie ale momentelor plastice şi ale încărcărilor, cît şi stabilirea coeficienţilor de corelaţie între încărcări şi între momentele plastice. Aceste caracteristici statistice pot fi obţinute numai pe baza unei îndelungate activităţi experimentale [8], [11].

● În lipsa studiilor experimentale care să precizeze coeficienţii de corelaţie între încărcări şi între momentele plastice se pot calcula limitele intervalului în care se găseşte probabilitatea de cedare plastică a unei structuri după cum urmează: limita inferioară corespunde independenţei momentelor plastice din secţiunile critice şi dependenţei liniare negative stricte între încărcări, iar limita superioară corespunde unei dependenţe liniare pozitive stricte, atît între încărcări, cît şi între momentele plastice.

BIBLIOGRAFIE

[1] BENJAMIN J. R., SHAH H. C. : *Probabilistic Plastic Analysis and Design.* ASCE national structural engineering meeting, April 1972, Cleveland, Ohio, p. 24.

[2] BOLŞEV L. N., SMIRNOV N. V. : *Tablifi matematiceskoi statistiki.* Vîpusc 46, Moscova, 1968.

[3] CORNELL C. A. : *Bounds on the Reliability of Structural Systems.* Journal of the Structural Division, ASCE. Vol. 93, ST 1, February, 1967, p. 171—200.

[4] DUNIN-BARKOVSKI I. V., SMIRNOV N. V. : *Teoria veroiatnostei i matematiceskaia statistika v tehnike.* Moscova, 1955, p. 902.

[5] FRANGOPOL D. : *Asupra siguranţei planşeelor supuse încărcărilor utile.* Buletinul ştiinţific al Institutului de construcţii Bucureşti, nr. 4, 1972, p. 77—87.

[6] FRANGOPOL D. : *Calculul structurilor la cedare plastică prin metode probabilistice.* Comunicare prezentată la catedra de Statica construcţiilor, Institutul de construcţii, Bucureşti, februarie, 1973.

[7] FRANGOPOL D. : *Asupra siguranţei elementelor şi structurilor de construcţii.* Construcţii, nr. 3, 1973.

[8] GHIOCEL D., FRANGOPOL D. : *Analiza influenţei dependenţei corelative între momentele plastice şi între încărcări asupra probabilităţii de apariţie a mecanismelor de cedare plastică.* Construcţii nr. 10, 1973.

[9] JORGENSON J. L. : *The Selection of the Plastic Collapse Load Factor on the Basis of Probabilistic and Economic Considerations.* Ph. D. thesis, Purdue University, January, 1966.

[10] JORGENSON J. L., GOLDBERG J. E. : *The Probability of a Plastic Collapse Failure.* ASCE national meeting on structural engineering, Louisville, April, 1969, p. 42.

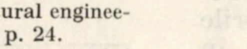
[11] SANDI H. : *Proprietăţi statistice ale capacităţii portante a structurilor static nedeterminate.* Studii şi cercetări de mecanică aplicată, nr. 3, Bucureşti, 1961, p. 563—571

[12] TICHY M., VORLICEK M. : *Safety of Reinforced Concrete Framed Structures.* International symposium on the flexural mechanics of reinforced concrete, University of Florida, 1964.

[13] FRANGOPOL D. : *Asupra evaluării probabilităţii de distrugere a grinzilor cu zăbrele static determinate.* Comunicare la a XVI-a sesiune ştiinţifică a cadrelor didactice din Institutul de construcţii Bucureşti, aprilie 1973.

[14] GHIOCEL D., FRANGOPOL D. : *Evaluarea probabilităţii de cedare plastică a structurilor.* Comunicare la a XVI-a sesiune ştiinţifică a cadrelor didactice din Institutul de construcţii Bucureşti, aprilie 1973.

Primit la redacţie la 19 martie 1973



În scopul stimulării schimbului de opinii între specialişti asupra unor probleme de interes comun, redacţia revistei noastre publică mai jos două articole prezentînd puncte de vedere diferite asupra metodologiei de calcul al aporturilor de căldură din exterior la instalaţiile de ventilaţie (STAS 6648/1–70 „Calculul aporturilor de căldură prin insolaţie" şi STAS 6648/2–70 „Parametrii climatici exteriori").

Coloanele revistei rămîn deschise în continuare pentru părerile altor specialişti în această problemă.

CZ 536.6: 697.9 (498)

Contribuţii privind îmbunătăţirea metodologiei de calcul al aporturilor de căldură din exterior

Conf. dr. ing. GH. DUŢĂ
Şef lucrări ing. P. STOENESCU
Asistent ing. M. POPESCU
Asistent ing. G. STOICAN
Institutul de construcţii Bucureşti

1. PARAMETRII CLIMATICI

1.1. Generalităţi

Cunoaşterea parametrilor climatici prezintă o importanţă deosebită în tehnica ventilării şi condiţionării aerului.

Cu toate că aceşti factori sînt foarte variabili, pentru majoritatea calculelor din domeniul ventilaţiilor sînt suficienţi fie aşa-denumiţii parametri de calcul, fie, în situaţii mai fericite, relaţii matematice, care să redea, cu suficientă aproximaţie, variaţia parametrilor reali.

Parametrii de calcul reprezintă valori stabilite, în general, statistic, care iau în consideraţie o anumită frecvenţă de manifestare a parametrilor reali. În cazul instalaţiilor de ventilare, această frecvenţă este dictată de gradul de confort al încăperii sau al obiectivului pentru care este proiectată instalaţia.

În tehnica ventilării şi condiţionării aerului se deosebesc cel puţin două situaţii specifice, şi anume :

a) cazul instalaţiilor de climatizare, care au rolul să asigure condiţiile de confort în interior, chiar pentru sarcini termice exterioare de mică frecvenţă, şi

b) cazul instalaţiilor de ventilare mecanică şi de ventilare naturală organizată, care au rolul să limiteze maximal în general un singur parametru al confortului şi anume temperatura aerului interior pentru o anumită frecvenţă de manifestare a parametrilor climatici ai aerului exterior, în orice caz mai mare decît în cazul instalaţiilor de climatizare.

1.2. Temperatura aerului exterior şi temperaturi de calcul

Temperatura exterioară t_e, parametru fizic real, care influenţează mărimea aporturilor de căldură pătrunse în interior, are cu suficientă aproximaţie o variaţie de tipul :

$$t_e = t_{em} + A_t \cos \frac{2\pi}{24} (\tau - \tau_M) \qquad (1)$$

în care :

t_{em} reprezintă temperatura medie zilnică,
A_t — amplitudinea oscilaţiilor de temperatură exterioară,
τ — ora pentru care este calculată temperatura,
τ_M — ora la care se realizează temperatura exterioară maximă.

Deşi noul STAS 6648/1–70 preia indirect relaţia (1) la stabilirea formulei pentru calculul aporturilor de căldură din exterior prin elemente de construcţie inerţiale, valorile indicate nu sînt aparent în concordanţă cu structura relaţiei (1), iar definiţiile de la punctul 1.1.3. din STAS 6648/2–70 pot provoca anumite confuzii.

Pentru a evita acest lucru se rescrie formula (1) în prima parte cu expresia ei teoretică şi, în continuare, cu simbolurile din STAS 6648/2—70.

$$\underset{(I)}{t_e} = \underbrace{t_{em} + A_t \cos\frac{2\pi}{24}(\tau-\tau_M)}_{(II)} = \underbrace{t_z+\Delta t}_{(III)} =$$

$$= \underbrace{t_z + \Delta t_m}_{(IV)} + (\Delta t - \Delta t_m) \qquad (2)$$

Din acest şir de egalităţi, comparînd (II) cu (IV) rezultă:

$$t_{em} = t_z + \Delta t_m \qquad (3)$$

şi

$$A_t \cos\frac{2\pi}{24}(\tau - \tau_M) = \Delta t - \Delta t_m \qquad (4)$$

Din relaţia (3) rezultă clar că nu t_z este temperatura medie zilnică, aşa cum precizează STAS 6648—70 punctul 1.1.3, ci $t_z + \Delta t_m$, adică în zonele climatice de temperatură au fost incluse localităţile pentru care oscilaţiile orare ale temperaturii aerului exterior ($\Delta t - \Delta t_m$) faţă de valoarea medie ($t_{em}=t_z + \Delta t_m$) sînt aproximativ aceleaşi, dar prin introducerea valorii t_z — care apare ca o „temperatură de referinţă" în funcţie de localitate şi lună — au fost diferenţiate temperaturile medii ale aerului exterior chiar în cadrul aceleiaşi zone climatice.

Din relaţia (4) rezultă că pentru a păstra sensul fizic al lui t_e ar fi fost necesar ca în tabela (2) din STAS 6648/2—70 să fie indicate $\Delta t - \Delta t_m$ şi Δt_m, adică abaterea faţă de temperatura exterioară medie t_{em} şi nu faţă de temperatura de referinţă t_z. Acest lucru ar permite specialiştilor unele interpretări calitative, în diversele situaţii concrete, în special în proiectare.

Deosebit de utilă în acest sens ar fi indicarea modului cum s-a făcut medierea pentru t_z şi Δt_m.

În sprijinul interpretării de mai sus, se reproduce în fig. 1, pe baza valorilor indicate în STAS 6648/2—70, variaţia diurnă a temperaturii aerului exterior pentru localitatea Bucureşti.

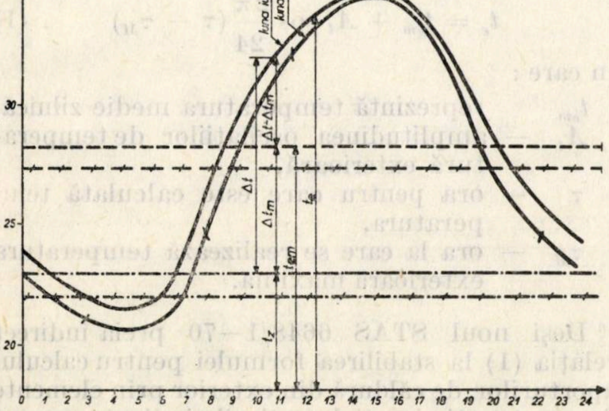


Fig. 1 — Variaţia diurnă a temperaturii aerului exterior pentru Bucureşti.

Pe baza observaţiilor de mai sus şi cu valorile din STAS 6648/2—70, se pot defini următoarele temperaturi care intervin în calculul instalaţiilor de ventilare şi climatizare.

a) Temperatura exterioară t_e care influenţează aporturile de căldură ce pătrund în încăpere:

$$t_e = t_z + \Delta t \qquad (5)$$

t_z a se citi temperatură de referinţă în funcţie de localitatea şi luna pentru care se calculează valoarea lui t_e — conform STAS 6648/2—70, tabelul 1.

Δt = abaterea orară a temperaturii aerului exterior faţă de temperatura t_z caracteristică unei anumite zone climatice din care face parte localitatea respectivă (vezi tabelul 1—STAS 6648/2—70).

b) Temperatura exterioară de calcul t_{ec} — care serveşte la reprezentarea punctului de stare a aerului exterior şi care influenţează dimensionarea unor elemente ale agregatului de condiţionare — se va stabili astfel:

— Se va reprezenta în diagrama $i-x$ curba temperatură-umiditate (fig. 1÷4—STAS 6648/2—70) corespunzătoare zonei de umiditate pentru localitatea respectivă, indicată în tabelul 1 din acelaşi standard. Spre exemplu, pentru Bucureşti-oraş corespunde zona de umiditate IX; iar curba corelată temperatură-umiditate (din fig. 3 STAS 6648/2) este retranspusă în diagrama $i - x$, ca în figura 2.

Curba C are un punct M cu entalpia maximă, funcţie de care se poate stabili starea aerului exterior pentru diverse localităţi încadrate în aceeaşi zonă de umiditate, şi anume:

— dacă temperatura $t_{e\,\max} = t_z + \Delta t_{\max}$ pentru localitatea respectivă este mai mare decît t_M, atunci se va considera $t_{ec} = t_M$;

— dacă temperatura $t_{e\,\max}$ — calculată ca mai sus — este mai mică decît t_M, atunci $t_{ec} = t_{e\,\max}$, punctul de stare al aerului urmînd a fi considerat punctul de intersecţie între dreapta $t_{e\,\max}$ şi curba C.

De exemplu, pentru Bucureşti, $t_{e\,\max} = 34{,}9°C$ pentru care corespunde în diagrama $i-x$ entalpia $i = 14{,}8$ kcal/kg, însă entalpia maximă a punctelor situate pe curba C este $i_{\max} = 15{,}8$ kcal/kg, pentru care rezultă $t_M = 31°C$. Deci se va adopta $t_{ec} = t_M = 31°C$.

Folosind precizările de mai sus, diagramele I—IV din STAS 6648/2—70 pot fi înlocuite cu valorile din tabelul 1, care indică direct parametrii punctului de stare al aerului exterior vara.

c) Temperatura exterioară de calcul pentru ventilarea naturală şi mecanică.

Această temperatură era stabilită în STAS 4836—55 pe baza temperaturilor medii ale aerului exterior la ora 14 în lunile iulie şi august. Noul STAS 6648/2—70 defineşte similar, pentru ventilarea naturală, drept temperatură de calcul temperatura medie a aerului la ora 14 în luna iulie înmulțită cu coeficientul 0,85. Deși pentru ventilarea mecanică în noul standard nu este făcută o precizare expresă, noi vom înțelege aceeași definiție.

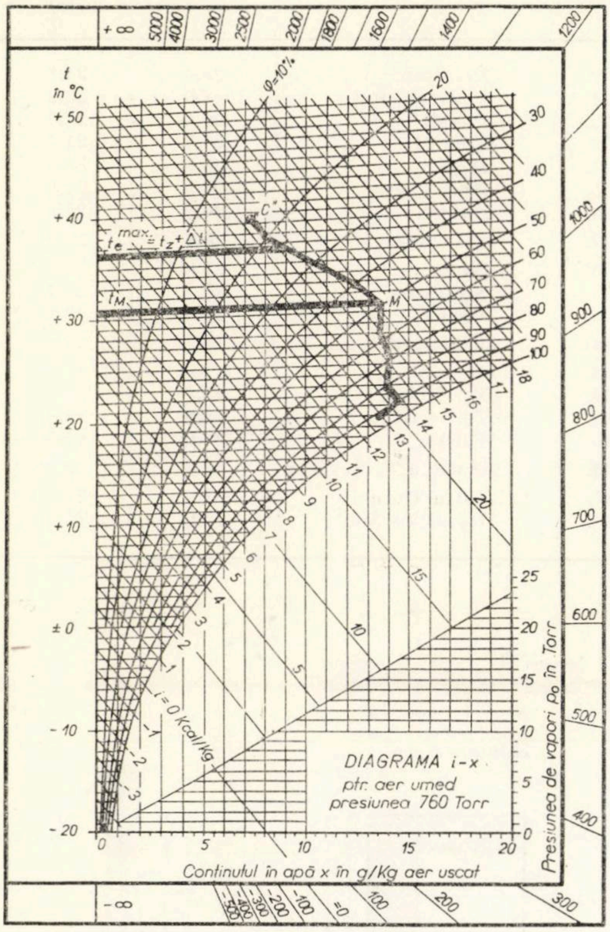


Fig. 2 — Curba temperatură-umiditate pentru orașul București.

Valorile acestor temperaturi pentru un număr de 38 de localități principale din țara noastră sînt redate în tabelul 2. O comparație între valorile vechi (STAS 4836—55) și cele reieșite după noul standard (STAS 6648/2—70) evidențiază unele deosebiri care se datoresc parțial modului diferit de definire, cît și faptului că noul standard se bazează pe date mai multe și mai recente ale Institutului Meteorologic.

Singura problemă o constituie valorile temperaturii de 29°C sau mai mari pentru unele localități ca București, Giurgiu, Craiova și Drobeta—Tr. Severin. Respectarea Normativului republican de protecție a muncii, care limitează creșterea temperaturii aerului interior la maximum 31°C pentru încăperi fără degajări importante de căldură și maximum 33°C pentru celelalte, este încă posibilă, însă debitele de aer necesare pentru ventilație ar crește cu procente pînă la 40 %, fapt care ar aduce dificultăți însăși realizării sistemului de ventilație. Practica de pînă acum a arătat că, exceptînd unele ore în zilele foarte călduroase, este posibilă folosirea instalațiilor de ventilare mecanică, fără răcire suplimentară vara, pentru toate localitățile țării. Pe acest considerent, apreciem că coeficientul de 0,85 poate fi reconsiderat, cel puțin în cazul localităților menționate, astfel ca aceste temperaturi de calcul să nu depășească valori de 28 — 28,5°C. Ar fi necesar, în același timp, ca prin măsurători efectuate de institute specializate să se arate cîte zile pe an nu sînt respectate prevederile N.R.P.M., ca și prevederea, prin normativele de proiectare, a unor măsuri speciale pentru aceste localități, privind cubajul, gradul de vitrare, protecția împotriva radiației solare etc.

2. APORTURI DE CĂLDURĂ

2.1. Aporturi de căldură prin elemente neinerțiale

Aceste aporturi au loc, practic, instantaneu cu sursele exterioare care le produc (temperatură, radiație solară).

Deosebim trei componente, și anume :

a) efectul radiației directe (incidente) asupra părții însorite a ferestrei, proporțional, după STAS 6648/1—70, cu fluxul radiant q_s;

b) efectul radiației difuze asupra părții umbrite a ferestrei, proporțional cu fluxul radiant difuz q_u;

c) efectul diferenței de temperatură dintre aerul exterior și cel interior.

Aceste trei componente se regăsesc și în formula de calcul propusă de standard :

$$Q_f = \Sigma S_f [cF_f(R_s q_s + R_u q_u) + k_f (t_e - t_i)] \quad [\text{kcal/h}] \tag{6}$$

Față de formula din STAS 6648/1—70 apare o modificare în sensul că, la ultimul termen, în loc de t_s s-a adoptat t_e. Această modificare este justificată atît formal, deoarece efectul radiației directe și difuze este introdus prin fluxurile

Tabelul 1

Parametrii punctului de stare al aerului exterior vara

Zona de umiditate	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI
Temperatura [t_{ec}—°C]	30	20	31	27	32	30	28	29	31	34	30	33	31	32	33	36
Umiditatea relativă φ_{ec} %	72	73	67	74	43	57	62	65	48	46	57	60	58	53	39	56

Tabelul 2

Temperatura de calcul a aerului exterior vara pentru instalații de ventilare mecanică și naturală

Nr. crt.	Localitatea	conf. STAS 4836—55	conf. STAS 6648/—70
1.	Arad	26,8	27,8
2.	Beiuș	26,2	27,3
3.	Bîrlad	27,7	27,8
4.	Blaj	26,3	26,7
5.	Botoșani	26,0	26,5
6.	Brăila	28,3	27,0
7.	Brașov	23,5	25,0
8.	București	28,2	$\boxed{29,4}$
9.	Călărași	28,9	27,5
10.	Cluj	24,6	25,8
11.	Constanța	25,5	24,0
12.	Craiova	28,4	$\boxed{29,0}$
13.	Deva	27,0	27,1
14.	Făgăraș	25,1	25,4
15.	Galați	27,2	27,0
16.	Gheorghieni	21,4	24,6
17.	Giurgiu	29	$\boxed{29,4}$
18.	Iași	26,6	27,8
19.	Lugoj	27,3	27,8
20.	Petroșani	23,4	24,1
21.	Piatra Neamț	25,0	26,2
22.	Pitești	26,9	27,7
23.	Ploiești	27,7	27,5
24.	Reșița	26,8	25,8
25.	Rm. Vîlcea	27,3	27,0
26.	Roman	25,3	25,8
27.	Satu Mare	26,1	26,9
28.	Sibiu	24,9	26,3
29.	Sighișoara	25,2	25,4
30.	Tecuci	27,8	27,8
31.	Timișoara	26,8	27,8
32.	Tg. Jiu	27,8	27,0
33.	Tg. Mureș	25,7	26,3
34.	Tg. Ocna	25,8	26,6
35.	Tulcea	28,0	27,5
36.	Drobeta T. Severin	28,8	$\boxed{29,2}$
37.	Vatra Dornei	21,2	24,5
38.	Vișeul de Sus	24,0	25,0

unitare q_s și q_u, dar chiar și în situația cînd nu s-ar fi ținut cont de aceasta, se constată prin calcul că datorită coeficienților mici de absorbție a radiațiilor de către geamuri (vezi tab. 1 STAS 6648/1—70), pentru o intensitate mare a radiației solare (ex. 500 kcal/m^{2}h), t_s ar fi mai mare ca t_e cu 2÷4° (geamuri simple, respectiv duble), ceea ce înseamnă influențe neglijabile față de ceilalți termeni.

Formula (6) prezintă unele dificultăți în determinarea raporturilor R_s și R_u.

Dacă se observă de la început că nu există radiație incidentă, aceasta nici nu trebuie calculată, deoarece evident $R_s = 0$, deci $R_u = 1$. În tabelul 3 întocmit de noi, situația $q_s = 0$ se evidențiază imediat, iar în STAS 6648/2—70 această situație poate fi recunoscută indirect, observîndu-se dacă $q_s = q_u$.

Dacă totuși suprafețele umbrite trebuie determinate, folosirea unghiurilor de înălțime H și a azimuturilor solare θ este nu numai dificilă, dar poate provoca și confuzii.

Această dificultate este însă înlăturată prin prelucrarea în continuare a datelor din STAS 6648/1—70 și prin folosirea unghiurilor reale pe care raza incidentă le face cu normala ferestrei (ψ — în plan orizontal și θ — în plan vertical).

Pe baza notațiilor din figura 3 rezultă:

Suprafața umbrită $S_u = h_u L + l_u (H - h_u)$

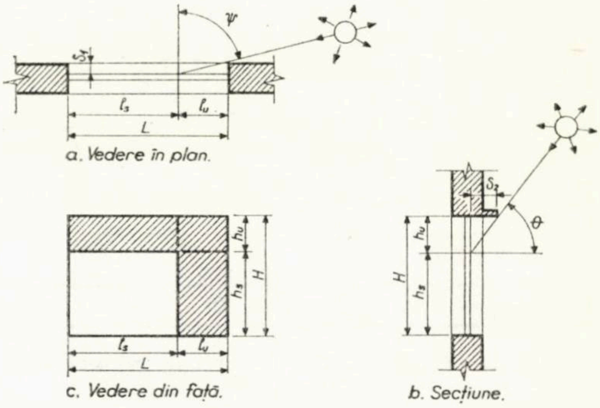
Suprafața însorită : $S_s = h_s l_s$ sau $S_s = S_f - S_u$

unde :

$$l_u = \delta_1 \operatorname{tg}\psi \,; \quad h_u = \delta_2 \operatorname{tg}\theta$$

$$h_s = H - h_u; \quad l_s = L - l_u \tag{7}$$

Valorile h_u și l_u pentru lunile iulie și august, și numai pentru situația cînd există radiație incidentă, pot fi calculate foarte simplu cu ajutorul tabelelor 3 și 4.



a. Vedere în plan.

c. Vedere din față.

b. Secțiune.

Fig. 3 — **Determinarea suprafeței umbrite și însorite a ferestrei.**

Întocmirea tabelului 3 numai pentru lunile iulie și august s-a făcut pe baza considerației că prezența în standard a parametrilor pentru celelalte luni poate fi avută în vedere pentru studii privind variația diurnă lunară sau anuală a sarcinii de ventilare, în cazul măsurătorilor experimentale sau în alte cazuri speciale, printre care și cele exceptate la punctul 1.1. STAS 6648/2—70.

Posibilitatea stabilirii de valori corespunzătoare celor din tabelul 3 și pentru luna iunie, poate fi avută în vedere pentru cazul instituțiilor culturale care în lunile iulie și august nu funcționează cu public (unele teatre, școli etc.).

Însă admiterea, spre exemplu, a parametrilor climatici pentru lunile aprilie, mai etc. ca parametri de calcul pentru stabilirea sarcinii de ventilare nu este indicată, deoarece comportarea din punct de vedere termic a construcțiilor în aceste luni este destul de îndepărtată de

Tabelul 3

Valorile dimensiunilor l_u şi h_u ale suprafeţelor umbrite pentru luna iulie

Nr. crt.	Orientarea	Ora / Dimensiunea	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	NORD	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$	4,01δ	14,3δ										14,30δ	4,01δ
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$	1,03δ	6,75δ										6,76δ	1,03δ
2	NORD-EST	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$	0,60δ	0,87δ	1,28δ	2,05δ	5,67δ								
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$	0,29δ	0,62δ	1,14δ	2,36δ	8,25δ								
3	EST	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$	0,25δ	0,07δ	0,12δ	0,34δ	0,70δ	1,60δ							
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$	0,26δ	0,47δ	0,70δ	1,09δ	1,75δ	3,57δ							
4	SUD-EST	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$	1,66δ	1,15δ	0,78δ	0,49δ	0,18δ	0,21δ	1,0δ	4,33δ					
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$	0,48δ	0,71δ	0,89δ	1,16δ	1,45δ	1,93δ	3,03δ	8,40δ					
5	SUD	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$			8,14δ	2,90δ	1,43δ	0,62δ		0,62δ	1,43δ	2,90δ	19,08δ		
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$			5,80δ	3,18δ	2,49δ	2,22δ	2,14δ	2,22δ	2,49δ	3,18δ	14,45δ		
6	SUD-EST	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$						4,33δ	1,00δ	0,23δ	0,18δ	0,49δ	0,90δ	1,14δ	1,66δ
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$						8,40δ	3,30δ	1,94δ	1,45δ	1,15δ	1,03δ	0,71δ	0,48δ
7	VEST	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$								1,60δ	0,70δ	0,34δ	0,05δ	0,07δ	0, 25
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$								0,36δ	1,74δ	1,09δ	0,76δ	0,47δ	0,26δ
8	NORD-VEST	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$									28,63δ	3,08δ	1,28δ	1,11δ	0,97δ
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$									32,7δ	2,61δ	0,93δ	0,52δ	0,2)δ

Tabelul 4

Valorile dimensiunilor l_u şi h_u ale suprafeţelor umbrite pentru luna august

Nr. crt.	Orientarea	Ora / Dimensiunea	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	NORD	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$	7,12δ												57,30δ
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$	1,06δ												8,25δ
2	NORD-EST	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$	0,75δ	1,07δ	1,66δ	3,07δ	28,64δ								
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$	0,18δ	0,50δ	1,08δ	2,62δ	32,7δ								
3	EST	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$	0,14δ	0,05δ	0,25δ	0,51δ	0,93δ	2,05δ							
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$	0,24δ	0,35δ	0,56δ	0,91δ	1,54δ	3,14δ							
4	SUD-EST	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$	1,33δ	0,90δ	0,60δ	0,32δ	0,05δ	0,34δ	1,00δ	2,90δ					
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$	0,23δ	0,46δ	0,64δ	0,85δ	1,12δ	1,46δ	3,28δ	4,24δ					
5	SUD	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$		19,08δ	4,01δ	1,96δ	1,07δ	0,49δ		0,49δ	1,07δ	1,96δ	8,14δ	19,08δ	
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$		6,64δ	2,26δ	1,78δ	1,63δ	1,53δ	2,45δ	1,53δ	1,63δ	1,78δ	2,74δ	6,64δ	
6	SUD-VEST	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$						2,90δ	1,00δ	0,34δ	0,03δ	0,32δ	0,78δ	0,90δ	1,03δ
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$						4,24δ	3,18δ	1,45δ	1,12δ	0,85δ	0,73δ	0,46δ	0,20δ
7	VEST	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$								2,05δ	0,93δ	0,59δ	0,12δ	0,05δ	0,02δ
		$h_u = \delta_2 \text{tg}.\theta$								3,14δ	1,52δ	0,91δ	0,58δ	0,35δ	0,14δ
8	NORD-VEST	$l_u = \delta_1 \text{tg}.\psi$									5,67δ	2,05δ	1,11δ	0,87δ	0,60δ
		$h_u = g.\theta_2 t\ \delta$									8,25δ	2,36δ	1,13δ	0,62δ	0,29δ

ipotezele teoretice care stau la baza deducerii metodei de calcul.

Pe de altă parte, dificultățile care ar apărea la luarea simultană în considerație a parametrilor climatici pentru toate lunile menționate în standard la stabilirea sarcinii de ventilare și volumul de muncă necesar ar face practic inutilizabilă metoda.

2.2. Aporturi de căldură prin elemente inerțiale

Fluxul unitar de căldură pătruns prin elemente inerțiale este defazat și amortizat în funcție de proprietățile termice ale materialelor ce compun elementul respectiv.

Fluxul unitar de căldură, transmis prin elementele masive, se calculează pe baza relației din STAS 6648/1—70, și anume:

$$q_m = k\,(t_{sm} - t_i) + f\cdot k(t_s - t_{sm}) \qquad (8)$$

Pentru reducerea numărului operațiilor de calcul pentru aprecierea fluxului unitar de căldură pătruns în încăpere, în această metodă se înlocuiește efectul celor două cauze reale (temperatura aerului exterior și intensitatea radiației solare I, care au variația lor proprie) cu o sursă fictivă, caracterizată de o temperatură echivalentă t_s care produce același efect. Din bilanțul scris pentru fața exterioară a peretelui rezultă:

$$t_s = t_e + \frac{A}{\alpha_e} I \qquad (9)$$

Examinarea relației (8) arată că q_m este maxim cînd t_s este maxim, iar din (9) rezultă că t_s este maxim cînd I este maxim. Această constatare înlătură căutările, în special în cazul celor cu o experiență mai mică în proiectare.

Pentru coeficientul de amortizare a oscilațiilor de temperatură, f, și defazarea ε, cu care acestea se resimt pe fața interioară a elementelor de construcție, sînt prezentate în standard un tabel, respectiv o relație de calcul, care sînt valabile cu o oarecare aproximație pentru elemente de construcție alcătuite dintr-un singur strat.

Valorile coeficientului f, de exemplu, sînt indicate numai pentru orientările principale și defazaje pînă la 12 ore. Pentru orientări intermediare ca NE, NV etc. sau defazaje mai mari lipsesc atît valorile, cît și indicațiile de calcul.

La fel, relația pentru calculul defazării este aproximativă. Dacă pentru cazurile curente abaterea față de valoarea reală este de ± 1 oră, în cazul unor elemente compuse cu strat intermediar de aer, aceasta poate ajunge la 2,5 ÷ 3 ore.

Considerăm, de aceea, necesar ca atît pentru coeficientul de amortizare, cît și pentru defazare să se indice în standard relațiile complete pentru elemente de construcție cu unul sau mai multe straturi inerțiale, cît și pentru structurile cu strat intermediar de aer, precizîndu-se în fiecare caz în parte cînd și în ce condiții se pot aplica relațiile simplificate.

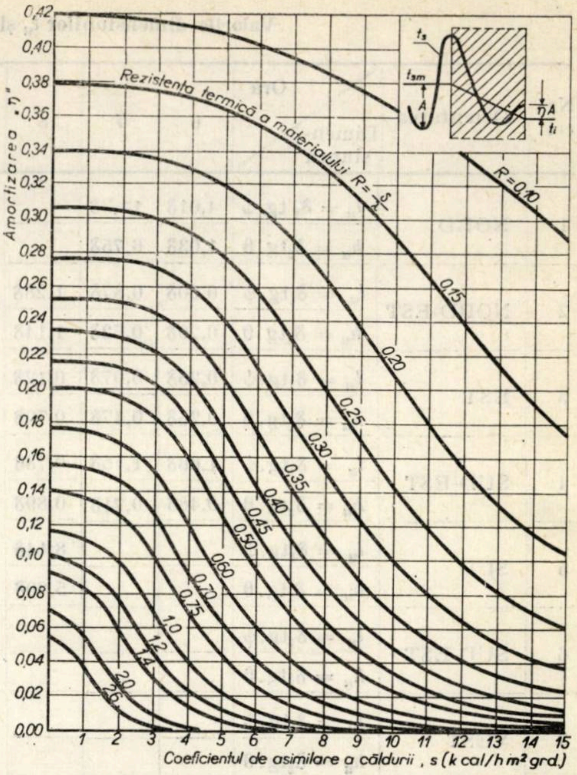


Fig. 4 — Diagramă pentru determinarea coeficientului de amortizare a oscilațiilor de temperatură η pentru elemente delimitatoare dintr-un singur strat.

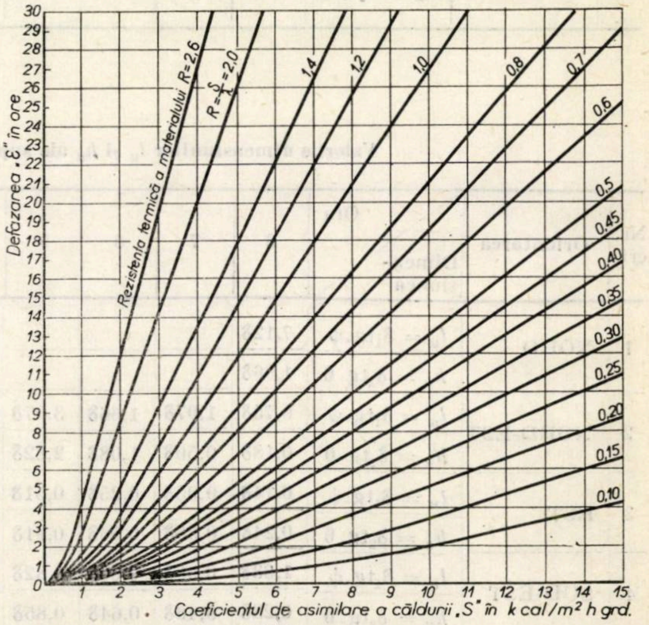


Fig. 5 — Diagramă pentru determinarea defazării ε pentru elemente delimitatoare dintr-un singur strat.

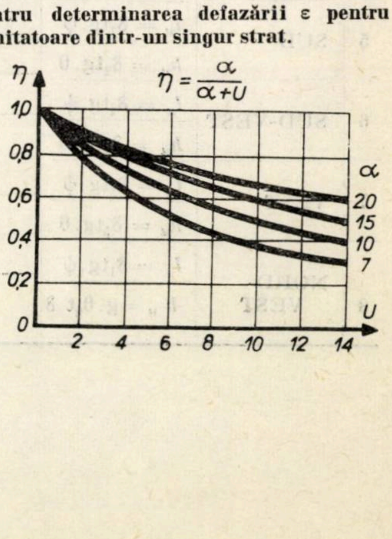


Fig. 7 — Diagramă pentru determinarea coeficientului de asimilare a căldurii U, pentru elemente delimitatoare compuse din mai multe straturi inerțiale.

Fără a reproduce aceste relații, arătăm însă că este posibilă în marea majoritate a cazurilor folosirea unor diagrame, care au la bază însă relațiile teoretice.

Astfel, coeficientul de amortizare a oscilațiilor de temperatură η, pe baza căruia se calculează f, și defazarea ε pentru elemente delimitatoare dintr-un singur strat pot fi determinate cu ajutorul diagramelor din fig. 4 și 5.

Pentru elemente delimitatoare compuse din mai multe straturi inerțiale, coeficientul η se determină pe baza graficului din figura 6, coeficientul de asimilare a căldurii U determinîndu-se astfel:

— dacă stratul care vine în contact cu oscilația de temperatură are indicele inerției termice $D \geqslant 1$, atunci $U = S$;

— dacă $D < 1$, valoarea lui U se determină cu ajutorul graficului din figura 7, în funcție de valoarea coeficientului de asimilare a căldurii S și rezistența termică R.

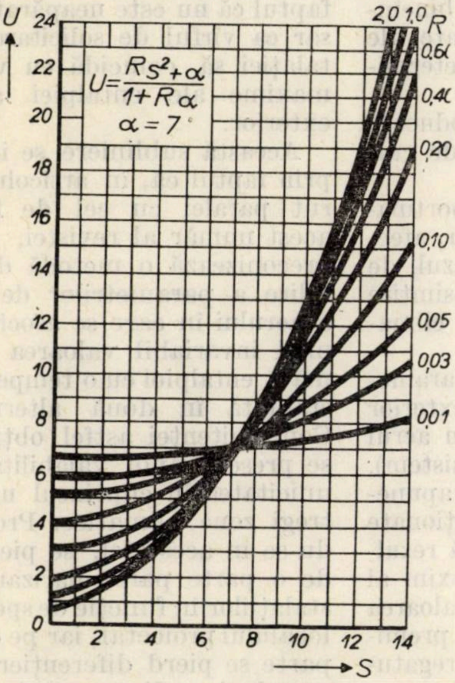


Fig. 6 — Diagramă pentru determinarea coeficientului de amortizare a oscilațiilor de temperatură pentru elemente delimitatoare compuse din mai multe straturi inerțiale.

3. CONCLUZII

Considerăm că apariția STAS/1,2—70 a adus multe elemente noi și utile, apropiind calculele privitoare la determinarea sarcinii termice de vară de situația reală.

Totuși, în forma sa actuală, acest standard ridică încă unele dificultăți în folosirea lui. De aceea sînt necesare unele precizări suplimentare în sensul aplicării lui la proiectarea instalațiilor de ventilare și climatizare, precum și prelucrarea în continuare a datelor sale în vederea reducerii timpului de lucru pentru găsirea situației celei mai defavorabile.

În scopul înlăturării unora din aceste dificultăți, pentru transformarea lui într-un instrument de lucru util și eficace, pe baza încercărilor noastre de aplicare a sa în cadrul proiectelor de an și diplomă, se fac în prezentul articol unele precizări și completări cum ar fi:

— definirea temperaturii medii a aerului exterior, a temperaturii de calcul pentru instalațiile de ventilare mecanică și naturală, a temperaturii și umidității punctului de stare a aerului exterior, vara, în vederea reprezentării proceselor complexe de tratare a aerului vara și dimensionării unor elemente componente ale instalațiilor de climatizare;

— precizări privind stabilirea mai rapidă a sarcinii termice pentru perioada de vară;

— simplificarea calculelor privind determinarea suprafețelor umbrite ale ferestrelor, pe baza introducerii unghiurilor reale ale razei incidente în plan orizontal și vertical;

— precizarea și completarea metodei de calcul al instalației prin elemente inerțiale simple (dintr-un singur strat) și compuse (din mai multe straturi).

Precizările făcute, tabelele și diagramele suplimentare introduse (în condițiile reducerii numărului de tabele și diagrame din actualul standard) facilitează și scurtează vizibil timpul pentru găsirea situației de calcul celei mai defavorabile.

Totodată, evidențierea permanentă a dependenței dintre parametrii climatici și dimensionarea instalațiilor de ventilare și climatizare, interpretarea din punct de vedere analitic a datelor din STAS 6648/1,2—70 în conformitate cu bazele teoretice ale metodologiei de calcul al aporturilor de căldură din exterior, cer sau fac posibile noi precizări și completări, ca de exemplu:

— reducerea numărului zonelor de temperatură și exprimarea datelor în conformitate cu mărimile care intră în relațiile analitice de calcul;

— completarea tabelelor de insolație cu valori care să țină seama de gradul de turbulență a atmosferei, eventual cu valori pentru orașe mici, medii, mari și mediul rural;

— simplificarea în continuare a metodologiei de calcul al aporturilor de căldură din exterior prin elemente inerțiale și neinerțiale prin transformarea calculului analitic într-un calcul grafo-analitic;

— introducerea unor precizări privind calculul temperaturii în spații neventilate de tip pod și reconsiderarea coeficientului superficial de transmitere a căldurii la exterior, α_e;

— introducerea unui paragraf privind măsuri de reducere a aporturilor din exterior etc.

În scopul rezolvării problemelor enunțate și pentru asigurarea unui caracter unitar și atotcuprinzător al acestui standard apreciem că este necesară atît o strînsă colaborare între specialiștii care activează în toate domeniile instalațiilor de ventilare și climatizare, cît și efectuarea unor măsurători experimentale.

Primit la redacție la 26 martie 1973

CZ 536.6 697.9.001

Puncte de vedere privind prescripţiile cuprinse în STAS 6648/1,2–70

Ing. LUCIAN KLODNISCHI
Ing. DAN CONSTANTINESCU
INCERC

La finele unei etape de trei ani de la intrarea în vigoare a ediţiei ultime a standardului 6648, se constată că, după această primă perioadă de familiarizare cu noile prescripţii, experienţa cîştigată stimulează o serie de propuneri de îmbunătăţire a metodologiei de lucru prescrise. Faptul este îmbucurător şi, în principiu, poate avea ca efect creşterea calităţii şi a randamentului muncii de proiectare, în măsura în care propunerile făcute respectă spiritul în care au fost întocmite prescripţiile în cauză.

Orice licenţă privind condiţia mai sus menţionată implică însă — aşa cum este de aşteptat — consecinţe ce se reflectă în mod defavorabil în rezultatele tehnice şi economice obţinute. În acest sens, articolul publicat în numărul de faţă al revistei „Construcţii"* constituie o ilustrare a celor mai sus arătate, fapt pentru care considerăm utile o serie de precizări referitoare la principiile de întocmire şi la modul de aplicare a STAS 6648–70.

În ordinea importanţei problemelor, ne vom referi în primul rînd la metoda de stabilire a valorilor de calcul ale parametrilor de stare ai aerului exterior, corespunzător cărora se dimensionează capacitatea nominală a instalaţiilor de condiţionare a aerului. Legat de aceasta, amintim că în partea a doua din STAS 6648 – 70, în articolele 1.1.1 şi 1.1.2 se precizează că dimensionarea capacităţii unei instalaţii de condiţionare a aerului se face corespunzător solicitării maxime a acesteia.

Detaliind lucrurile în spiritul prescripţiei amintite, nu poate fi omis faptul că solicitarea maximă rezultă din trasarea curbei de variaţie orară a acestei solicitări, ţinîndu-se cont, bineînţeles, de efectele însumate ale tuturor factorilor care determină această solicitare :

— graficul orar de producere a degajărilor interioare de căldură ;

— variaţia orară a aporturilor de căldură din exterior, afectate, atunci cînd este cazul, de întîrzierea cu care sînt resimţite în interiorul încăperilor climatizate ;

— variaţia orară a parametrilor de stare a aerului exterior (aportul de entalpie prin aerul proaspăt introdus în sistem).

Evident că prin suprapunerea curbelor mai sus menţionate se va determina o curbă rezultantă prezentînd un maxim al aporturilor de căldură, valoarea acestuia fiind admisă ca premisă de dimensionare a agregatului de condiţionare.

Parametrii de calcul ai aerului exterior concomitenţi cu încărcarea de vîrf se citesc în continuare din tabelele cuprinse în standard, corespunzător momentului de apariţie a maximului solicitării.

Faptul că, la o altă oră, parametrii de stare ai aerului pot lua valori mai ridicate decît cele determinate aşa cum s-a arătat, rămîne fără importanţă, întrucît capacitatea instalaţiei trebuie să acopere maximul valorii globale a încărcării termice, nu numai vîrful uneia dintre componentele acestuia.

Ca urmare a celor arătate, rezultă că, în funcţie de particularităţile localului pe care îl deserveşte, fiecare instalaţie de condiţionare va fi proiectată corespunzător unor parametri de stare ai aerului exterior cu valori adecvate cazului respectiv. În plus, trebuie subliniat faptul că nu este neapărat necesar ca vîrful de solicitare a intalaţiei să coincidă cu valorile maxime ale entalpiei aerului exterior.

Această subliniere se impune prin faptul că, în articolul apărut paralel cu cel de faţă în acest număr al revistei, autorii preconizează o metodă de stabilire a parametrilor de stare a aerului în care se asociază în mod invariabil valoarea maximă a entalpiei cu o temperatură stabilită în două alternative. Concomitenţei astfel obţinute i se prescrie apoi valabilitatea şi unicitatea în cuprinsul unei întregi zone climatice. Procedîndu-se în acest fel, se pierde pe de o parte particularizarea instalaţiilor în funcţie de specificul localului proiectat, iar pe de altă parte se pierd diferenţierile climatologice dintre regiuni, pe care le creează temperaturile uscate ; zonele climatice se împuţinează, numărul şi limitele acestora confundîndu-se practic cu numărul şi delimitările zonelor de umiditate corespunzător cărora au fost determinate entalpiile maxime.

Procedînd în conformitate cu metodologia de lucru preconizată de colectivul de autori (conf. dr. ing. Gh. Duţă ş.a.) se vor asocia în consecinţă, în orice împrejurare, valoarea de vîrf a cotei din solicitările instalaţiei dată de degajări şi aporturi exterioare de căldură cu valoarea maximă a entalpiei aerului exterior, deşi aceste elemente nu sînt în general concomitente.

---

* Conf. dr. ing. Gh. Duţă şi colaboratorii : *Contribuţii privind îmbunătăţirea metodologiei de calcul al aporturilor de căldură din exterior.*

Ca efect final va rezulta o supradimensionare apreciabilă a instalaţiilor, pe care sîntem convinşi că nu o doresc nici autorii articolului luat în discuţie.

În acest sens sînt edificatoare chiar cifrele exemplificative prin care autorii îşi ilustrează metoda de calcul propusă.

Presupunînd, în cadrul unui exemplu efectuat pentru oraşul Bucureşti, că valoarea standardizată a entalpiei de calcul este de 14,8 kcal/kg, semnatarii articolului la care ne referim consideră necesar să o majoreze la 15,8 kcal/kg.

De aci rezultă cu deosebită claritate că, procedînd în acest mod, sarcina frigorifică a instalaţiei de condiţionare creşte într-o proporţie ce depăşeşte cu mult diferenţa de 7% dintre cele două cifre de mai sus. Admiţînd prin ipoteză că aerul are la ieşirea din agregatul de condiţionare o entalpie cuprinsă între 10 şi 12 kcal/kg, rezultă că sarcina de răcire a instalaţiei se cifrează la circa 3—4 kcal/kg aer. Faţă de această cifră, o unitate adăugată la entalpia exterioară reprezintă o majorare cu 25—30% a capacităţii nominale de răcire, ceea ce implică, pe lîngă scumpirea sensibilă a instalaţiei, şi o serie de complicaţii tehnice. În acest sens trebuie să remarcăm faptul că o dată cu creşterea entalpiei aerului exterior se reduc posibilităţile de răcire adiabatică a aerului, impunîndu-se probabil, într-un număr mare de cazuri, răcirea politropică a acestuia. Ţinînd, în plus, cont de faptul că exemplul la care ne referim neglijează dinamica orară a degajărilor şi aporturilor de căldură, rezultă că, în realitate, supradimensionarea agregatelor de condiţionare este cu mult mai importantă, crescînd cu atît mai mult cu cît momentele de apariţie a solicitării de vîrf şi a entalpiei maxime sînt mai decalate unul faţă de celălalt.

Faţă de cele arătate rezultă că propunerea de îmbunătăţire a modului de aplicare a STAS 6648, luată în discuţie mai sus, se abate de la spiritul în care a fost întocmit standardul respectiv, astfel încît ea nu poate fi considerată că reprezintă o elucidare a problemelor şi o simplificare a metodologiei de lucru prescrise, ci constituie mai curînd o sursă de erori de proiectare. Ideile cuprinse în articolul în cauză păstrează însă caracterul unor posibile premise de discuţie ce pot fi avute în vedere cu ocazia unei viitoare revizuiri a normei.

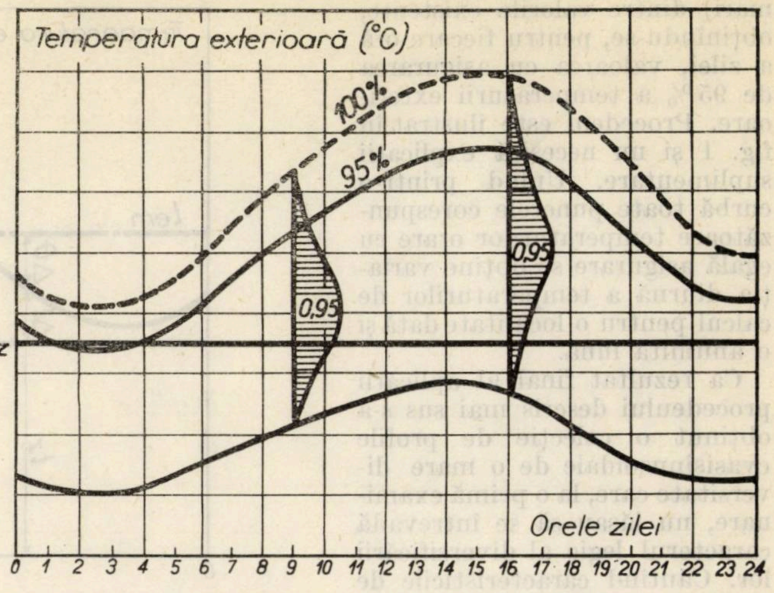


Fig. 1

Acelaşi articol care ne-a prilejuit comentariile de mai sus se mai ocupă, printre altele, de problema prezentării datelor standardizate privind valorile temperaturilor exterioare de calcul pentru instalaţii de climatizare.

După o prealabilă expunere de principii şi în concluzia acesteia, colectivul de autori recomandă în final asimilarea curbei de variaţie diurnă a temperaturii exterioare cu o variaţie sinusoidală în jurul unei valori medii, sugerînd totodată ca elementele ce definesc această sinusoidă (argument, temperatură medie şi amplitudine) să fie standardizate şi cuprinse ca atare în textul normei oficiale (STAS 6648).

Înainte de orice alt comentariu, ţinem să precizăm faptul că ideea standardizării temperaturilor exterioare, în forma mai sus arătată, se remarcă prin eleganţă, oferind totodată o serie de avantaje şi simplificări în calcule deşi, din motive ce vor fi expuse mai jos, STAS 6648 s-a oprit în final la o altă formulă de prezentare a datelor. O expunere rezumativă a procedeelor de prelucrare a statisticii climatice din care au fost deduse valorile de calcul ale temperaturilor exterioare, prescrise de STAS 6648—70, constituie în mod implicit şi o explicaţie a faptului că propunerea făcută de colectivul de autori (conf. dr. ing. Gh. Duţă ş.a.) este lipsită de perspectivele unei valorificări practice.

Ca date primare au fost utilizate înregistrările orare de temperaturi efectuate într-o perioadă de 10 ani la 29 staţii meteorologice răspîndite pe întreg teritoriul ţării.

După o consfătuire prealabilă cu factorii interesaţi, în care s-a convenit ca temperaturile exterioare de calcul să fie determinate cu un grad de asigurare de 95%, s-a procedat la eliminarea valorilor celor mai ridicate ale temperaturilor înregistrate. În acest scop au fost înscrise, pe o axă în ordine crescătoare, toate valorile de temperaturi înregistrate într-o anumită localitate, la o anumită oră a zilei şi într-o anumită lună, precum şi frecvenţele de apariţie a acestor temperaturi (fig. 1).

Curbele de distribuţie a frecvenţelor au permis apoi îndepărtarea primelor 5% (cele mai mari) dintre valorile existente, obținîndu-se, pentru fiecare oră a zilei, valoarea cu asigurarea de 95% a temperaturii exterioare. Procedeul este ilustrat în fig. 1 și nu necesită explicații suplimentare. Unind printr-o curbă toate punctele corespunzătoare temperaturilor orare cu egală asigurare se obține variația diurnă a temperaturilor de calcul pentru o localitate dată și o anumită lună.

Ca rezultat final al aplicării procedeului descris mai sus s-a obținut o colecție de profile cvasisinusoidale de o mare diversitate care, la o primă examinare, nu lăsau să se întrevadă caracterul legic al diversificării lor. Căutînd caracteristicile de maximă stabilitate zonală ale regimului de temperaturi, acestea au fost identificate în cele din urmă în valoarea temperaturilor medii zilnice pe o lună dată și în timpul abaterilor orare față de aceste medii.

Primele au fost calculate prin medierea tuturor temperaturilor medii zilnice dintr-o lună anumită și o localitate dată, obținîndu-se ca rezultat o serie de valori care, în forma standardizată finală, au fost notate cu t_z (vezi fig. 2).

Spre deosebire de mediile zilnice t_{em} ale temperaturilor cu asigurarea de 95% (fig. 2), lipsite de orice urmă de stabilitate zonală, valorile t_z se mențin constante în cuprinsul unei delimitări teritoriale destul de largi, ceea ce a permis ca valorile lor să fie adoptate drept criteriu de zonificare climatică a țării.

Așa cum s-a arătat mai sus, un al doilea parametru ce poate fi privit ca o caracteristică climatică a unei delimitări teritoriale suficient de întinse pentru a putea constitui o zonă de temperaturi s-a dovedit a fi abaterea temperaturii orare Δt fața de temperatura medie zilnică din cuprinsul unei luni (t_z). Ca o consecință a celor arătate, temperatura orară cu asigurarea de 95% a putut fi exprimată prin relația:

$$t_e = t_z + \Delta t$$

ambii termeni ai sumei de mai sus reprezentînd caracteristici climatice cu valoare constantă pe întreg teritoriul unei delimitări zonale.

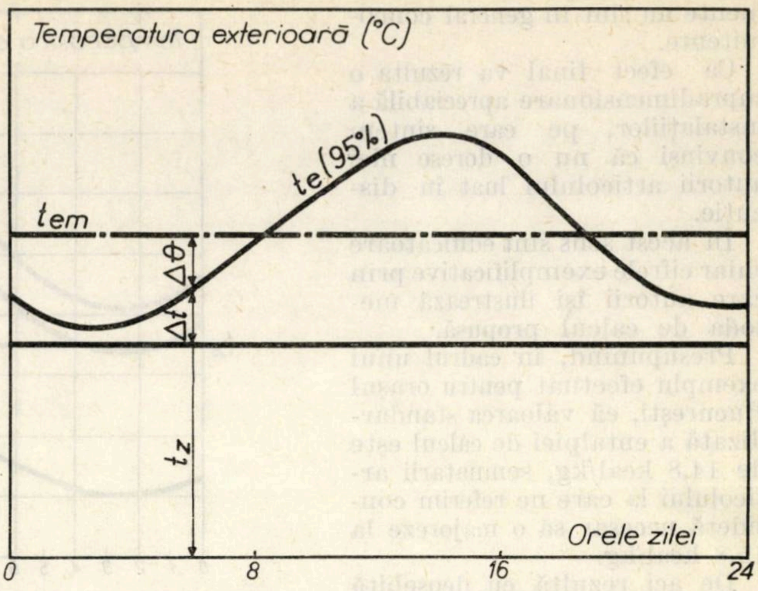


Fig. 2

Dată fiind această calitate a lor, a fost posibil să se simplifice forma de prezentare a standardului, reducîndu-se în mod considerabil numărul de tabele sau hărți.

Din cele arătate mai sus se desprinde cu ușurință concluzia că propunerea făcută în cuprinsul articolului „Contribuții privind îmbunătățirea metodologiei de calcul al aporturilor de căldură din exterior'', referitor la forma de prezentare a datelor de temperatură în STAS 6648–70, nu este viabilă. Sugestia autorilor de a se admite ca bază a standardizării temperaturile medii t_{em} și abaterile față de acestea ($\Delta\theta$) ale temperaturilor orare este lipsită de valoare practică, dată fiind lipsa totală de constanță zonală a parametrilor amintiți.

În vecinătatea extremelor climatice, respectiv o dată cu creșterea gradului de asigurare, particularitățile climatologice locale se manifestă din ce în ce mai pronunțat, făcînd tot mai dificilă compartimentarea unui teritoriu în zone climatice. Prin admiterea asigurării de 95%, posibilitățile de zonare a țării după criteriul t_{em} și $\Delta\theta$ sînt practic desființate, ceea ce ar implica necesitatea ca standardul să cuprindă tabele cu temperaturi medii și abateri pentru fiecare localitate în parte. În acest fel, volumul standardului ar crește în mod exagerat, rămînînd în același timp incomplet, oricît de multe localități ar fi cuprinse în aceste tabele.

Ideea referitoare la modul de prezentare a datelor climatice în funcție de parametrul t_{em} nu este nouă și la timpul său ea a constituit premisa unei prime încercări de soluționare a standardului 6648. Din motivele arătate mai sus, ea a trebuit însă să fie abandonată, astfel încît considerăm inoportună redeschiderea unei probleme larg dezbătute cu 4 ani în urmă, cu prilejul redactării ultimei ediții a STAS 6648–70.

Încheind rîndurile de față, ținem să menționăm că actuala ediție a standardului 6648–70 este susceptibilă încă de a fi substanțial îmbunătățită, fapt pentru care considerăm binevenită orice sugestie din rîndul masei largi a specialiștilor, chiar atunci, sau poate mai ales atunci, cînd sugestiile făcute constituie prilejul unor dispute cu caracter tehnic.

CZ 666.94.004.4(498)

Soluţii constructive specifice silozurilor din fabricile de ciment, utilizate în România*

Ing. NICOLAE BUCUR
Institutul de cercetări, proiectare
şi documentare pentru industria
lianţilor şi azbocimentului

Prof. dr. ing. RADU AGENT
Institutul de construcţii
Bucureşti

1. *Caracteristicile principale funcţionale şi constructive ale silozurilor din industria cimentului*, care determină soluţii structurale specifice, sînt următoarele :

1.1. Capacităţile de înmagazinare relativ mari, şi anume (în ordinea în care silozurile respective intervin în procesul tehnologic) :

— silozurile de materii prime :. . . cca 30 000 tone ;
— silozurile de făină : . . . . cca 40 000 tone ;
— silozurile de clincher : . . . . cca 36 000 tone ;
— silozurile de ciment : . . . . cca 120 000 tone.

1.2. Condiţiile favorabile de fundare, rezultate din faptul că, de regulă, fabricile de ciment sînt amplasate pe terenuri avînd ca strat de bază marna, iar pînă la stratul de bază, de obicei, pietriş şi bolovăniş. Aceasta permite adoptarea de înălţimi mari de însilozare (între 30 şi 40 m).

1.3. Nu se pun condiţii privitoare la împărţirea pe sorturi prea numeroase, astfel încît celulele pot avea capacităţi mari, permiţînd realizarea sub forma de celule cilindrice independente, cu diametre între 14 şi 20 m, care se execută în cofraj glisant.

1.4. Condiţiile privitoare la utilizarea funcţională a spaţiului de sub celule şi sistemul de extracţie a materialului însilozat, care determină rezolvarea constructivă a fundului celulelor şi a fundaţiei, diferă în funcţie de tipul de siloz, şi anume :

Materialul însilozat	Condiţii funcţionale	Rezolvarea constructivă a infrastructurii
1.4.1. Silozuri de materii prime	— Sistem de extracţie : cu două freze mobile. — Necesitatea a două guri de evacuare şi a unor pante pronunţate pentru fundul celulelor, în vederea activării evacuării.	— Planşeul de fund : plăci plane, în pantă. — Radierul : dală plană. — Între planşeu şi radier : diafragme transversale, formînd un cadru şi lăsînd goluri pentru trecerea celor două freze.
1.4.2. Silozuri de făină	— Extracţie prin fluidificare cu aer comprimat. — Spaţiul de sub celule nu are o utilizare tehnologică impusă.	— Planşeul de fund : dală plană. — Dispozitiv de descărcare cu pante deasupra planşeului de fund, care împiedică scurgerea directă spre orificiile de evacuare, pentru a nu permite blocarea. — Radierul : dală plană. — Între planşeu şi radier : stîlpi perimetrali şi stîlpi intermediari.
1.4.3. Silozuri de clincher	— Evacuare cu bandă transportoare. — Nu este necesar alt spaţiu sub celule decît cel necesar benzii transportoare.	— Banda transportoare amplasată într-un tunel. — Nu există planşeu de fund. Materialul reazemă direct pe radier, printr-o umplutură.
1.4.4. Silozuri de ciment	— Cimentul se livrează direct din siloz, prin mijloace de transport auto sau de cale ferată, care trebuie să intre dedesubtul celulelor. — Extracţie prin fluidificare cu aer comprimat.	— Planşeul de fund : dală plană. — Dispozitiv de descărcare cu pante deasupra planşeului de fund, la fel ca la silozurile de făină. — Radierul : dală plană. — Între planşeu şi radier : diafragme care lasă două benzi libere de circulaţie longitudinale pentru mijloacele de transport.

** Comunicare prezentată la simpozionul pentru silozuri organizat de comitetul I.A.S.S. pentru construcţii tubulare, la Wroclaw, 26—28 iunie 1973. În continuarea comunicării, la pag. 53, se prezintă o relatare asupra lucrărilor simpozionului.*

2. *Particularități constructive*

2.1. Pereții celulelor sînt din beton armat. Soluția în beton precomprimat, deși adecvată pentru diametre mari de celule, cum sînt cele ale silozurilor din industria cimentului, nu a fost adoptată datorită costului ridicat, care în cazul de față nu este compensat de avantajele precomprimării.

Pentru armare s-a utilizat oțel cu profil periodic PC 52.

2.2. Acoperișul celulelor trebuie realizat la înălțime mare, fără posibilități practice de susținere a cofrajelor. S-a adoptat de aceea soluția cu grinzi principale din beton armat monolit, avînd armătura formată dintr-o carcasă cu zăbrele portantă, care susține și cofrajul.

Pe aceste grinzi reazemă fie plăci monolite, fie elemente de planșeu prefabricate.

2.3. Galeria superioară, de dimensiuni reduse, este realizată din metal pentru a reduce execuția ei la operații de montaj. Întrucît celulele sînt construcții independente, au trebuit să se prevadă rosturi de tasare în galeria superioară.

2.4. O alcătuire constructivă aparte are silozul de făină, care conține două celule suprapuse (celula de omogenizare și cea de depozitare). Apare astfel, în plus față de celelalte tipuri de silozuri, planșeul intermediar, cu diametru mare (Ø 14 m) și cu o sarcină utilă de 20 tf/m².

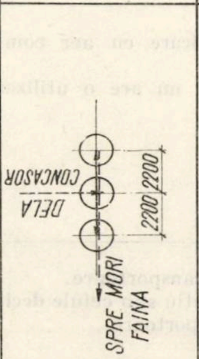
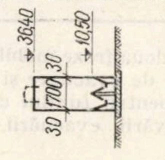
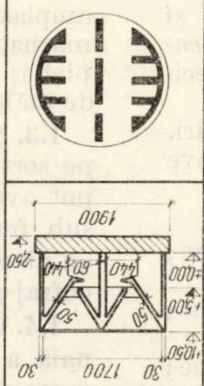
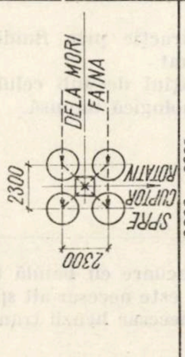
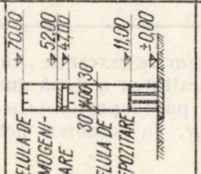
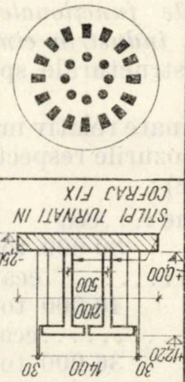
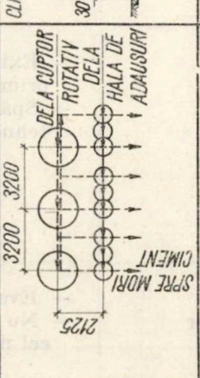
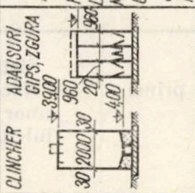
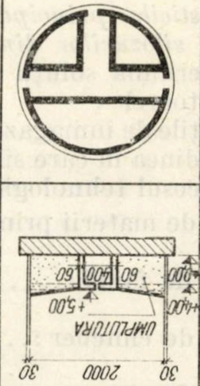
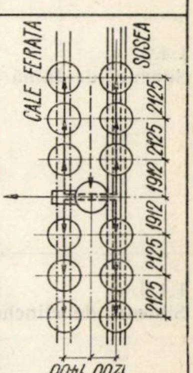
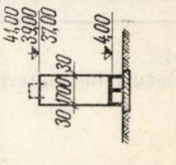
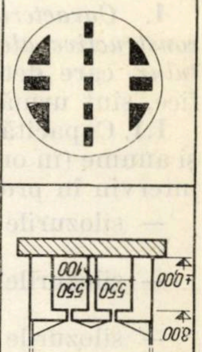
Acest planșeu fiind executat după glisarea pereților, problema principală o constituie realizarea rezemării lui pe pereți. De aceea, în zona dintre cele două celule peretele cilindric este ranforsat cu stîlpi pe perimetru. Cofrajul glisant este, în consecință, astfel alcătuit încît să permită execuția, cu același cofraj, a trei tipuri de structuri :

— în zona curentă a celulelor : perete cilindric obișnuit ;

— în zona dintre celule : perete cilindric ranforsat cu stîlpi perimetrali, pentru susținerea planșeului intermediar ;

— în zona de sub celula inferioară : numai stîlpi perimetrali.

Este de observat că această dispoziție este specifică tehnologiei uscate de fabricare a cimentului. În tehnologia umedă, utilizată la noi în anii trecuți, omogenizarea se făcea într-un bazin separat de celulele de depozitare a făinii. Alcătuirea schematică a celor 4 tipuri de silozuri e arătată sintetic în figura de mai jos.

TIP DE SILOZ	SECTIUNE ORIZONTALA	DIMENSIUNI PRINCIPALE	CELULA		SECTIUNI PRIN RADIER SI PLANSEU DE FUND	OBSERVATII
			SOLUTIE	ARMARE (OTEL PC52)		
SILOZ DE MATERII PRIME	 DELA CONCASOR SPRE MORI FAINA 2200 2200	 36,40 10,50 30 1700 30	GALERIE METALICA PERETI CELULE: BETON ARMAT IN COFRAJ GLISANT	2ϕ10/12,5cm 2ϕ18/9cm	 1900 30 1700 30 50 50 440 400 -2,50 +0,00 +5,00 +10,50	EXTRACTIA REALIZATA PRIN FREZE MOBILE
SILOZ DE FAINA	 2300 2300 DELA MORI FAINA SPRE CUPTOR ROTATIV	 CELULA DE OMOGENIZARE CELULA DE DEPOZITARE 70,00 52,00 47,00 11,00 ±0,00 30 1400 30	PERETI CELULE INCLUSIV STILPI PERIMETRALI: BETON ARMAT IN COFRAJ GLISANT	2ϕ10/12,5cm 2ϕ16/9cm 2ϕ10/12,5cm 2ϕ18/10 cm	 COFRAJ FIX STILPI TURNATI IN 500 200 30 1400 30 +12,20 +0,00 -2,50	REZEMAREA PLANSEELOR PE PERIMETRU REALIZATA PE STILPII GLISATI
SILOZ DE CLINCHER	 3200 3200 2125 DELA CUPTOR ROTATIV DELA HALA DE ADAUSURI SPRE MORI CIMENT	 CLINCHER ADAUSURI GIPS, ZGURA 39,00 960 20 960 4,00 30 2000 30	GALERIE METALICA PERETI CELULE: BETON ARMAT IN COFRAJ GLISANT SOCLU MONOLIT	CLINCHER 2ϕ10/12,5 2ϕ20/7 ADAUS. 2ϕ8/15 2ϕ12/12	 UMPLUTURA +5,00 60 60 30 2000 30 +0,00 -4,00	TRANSPORTUL CLINCHERULUI PE BENZI DISPUSE IN TUNELELE DE SUB CELULE
SILOZ DE CIMENT	 CALE FERATA SOSEA 1200 1400 2125 2125 1912 1912 2125 2125	 41,00 39,00 37,00 4,00 30 1700 30	GALERIE METALICA PERETI CELULE: BETON ARMAT IN COFRAJ GLISANT SOCLU MONOLIT	2ϕ10/12,5 2ϕ18/7	 550 550 400 30 1700 30 3,00 +0,00	CIMENTUL LIVRAT DIRECT IN MIJLOCUL DE TRANSPORT CARE CIRCULA PE SUB CELULE

SILOZURI

SIMPOZIONUL I.A.S.S. DE LA WROCLAW

26–28 IUNIE 1973

În sept. 1971 s-a constituit la Weimar, sub președinția prof. dr. ing. *Erhard Hampe* (R. D. Germană), comitetul I.A.S.S. pentru structuri tubulare (rezervoare, silozuri, conducte de diametru mare). Asupra constituirii acestui comitet, a componenței sale și a programului de lucru preconizat, a fost relatat în revista „Construcții" nr. 4/1972, pag. 21.

În conformitate cu programul stabilit la Weimar, de a se ține anual cîte un simpozion pe o temă dată, s-a ținut în 1972 la Southampton primul simpozion, și anume pe tema „Rezervoare pentru produse petroliere".

Între 26—28 iunie 1973 a avut loc la Politehnica din Wroclaw cel de al doilea simpozion, pe tema „Silozuri", pregătit de grupa de lucru cu același titlu a comitetului, condusă de prof. dr. ing. *Adam Mitzel* (R.P. Polonă). Dintre membrii comitetului au mai participat: prof. *E. Hampe* (R. D. Germană), dr. ing. *P. Schwesinger* (R. D. Germană), prof. *W. Krupka* (R. S. Cehoslovacă), prof. *Ovsiannikov* (U.R.S.S.), prof. *Van der Vlugt* și ing. *A. Bos* (Olanda), prof. *R. Agent* (R. S. România), ing. *Soliman* (R. A. Egipt). Împreună cu invitații de specialitate, numărul total al participanților s-a ridicat la 65. Din R.S. România a mai participat ca invitat ing. *R. Simionescu* de la Institutul de cercetări, proiectare și documentare pentru industria lianților și azbocimentului. De asemenea, materiale ilustrative referitoare la soluțiile utilizate la silozurile din industria alimentară a trimis ing. *T. Dinescu* de la Institutul de cercetări și proiectări al industriei alimentare.

Comunicările prezentate la simpozion s-au grupat pe trei teme:

I. Presiuni laterale pe pereții silozurilor. Determinări experimentale și prescripții de calcul.

II. Calculul și proiectarea silozurilor.

III. Execuția și exploatarea silozurilor. Accidente.

I. În cadrul primei teme au predominat prezentările de cercetări cu caracter experimental efectuate în laboratoarele poloneze, cu următoarele preocupări:

— Presiuni dinamice pe pereții celulelor în timpul golirii.

— Reducerea acestor presiuni prin efectul favorabil al tuburilor perforate de tip *Reimbert*.

— Variația în plan orizontal a presiunilor în cazul celulelor cu orificii de golire dispuse excentric.

— Neuniformitatea presiunillor laterale pe perimetrul unei secțiuni transversale de celulă, chiar cînd orificiile de golire sînt dispuse simetric.

Sînt de menționat următoarele comunicări la aceste probleme:

J. Zawidski, *B. Wol* (R. P. Polonă): Presiuni dinamice pe pereții celulelor de siloz.

S. Kobielak (R. P. Polonă): Determinarea experimentală a presiunilor cimentului pe pereții celulelor la silozuri cu golire pneumatică.

A. Borcz, *Z. Marcinovski* (R. P. Polonă): Stand de cercetări și rezultate ale măsurătorilor privind presiunea cimentului în silozuri.

A. Paduart (Belgia): Presiuni la nivelul secțiunilor strangulate în silozuri.

A. Mitzel, *M. Kaminski*, *G. Banachowitz* (R. P. Polonă): Presiuni în silozuri de cereale cu orificii de golire asimetrice.

A. Mitzel, *M. Rybianski*, *M. Zubrzycki* (R. P. Polonă): Influența tuburilor perforate asupra presiunilor orizontale în silozuri de cereale.

Din comunicări și din discuțiile purtate au rezultat următoarele:

● Caracterul foarte disparat al rezultatelor cercetărilor experimentale, în special în ceea ce privește efectul tuburilor perforate *Reimbert*, datorat, pe cît se pare, și lipsei unei metodologii unificate de efectuare a încercărilor, dar, pe lîngă aceasta, incontestabil și diversității parametrilor care intervin de la caz la caz. După unele rezultate, prin folosirea tuburilor perforate se ajunge la presiuni dinamice intermediare între cele din cazul fără tub perforat și cele statice după *Janssen*. După altele, presiunile ar scădea chiar sub cele date de formula lui *Janssen*.

● Necesitatea, relevată în cadrul discuțiilor de *S. Kuznețov* (U.R.S.S.), de a lua în considerare o distribuție neuniformă a presiunilor pe perimetrul celulelor, datorită boltirilor locale și altor fenomene similare și de a introduce, în consecință, în calculul pereților cilindrici, pe lîngă efortul axial de întindere, un moment încovoietor convențional calculat cu o relație de tipul: $M = \alpha p_0 R^2$, unde α = un coeficient stabilit experimental, p_0 = presiunea laterală calculată după *Janssen*, iar R = raza celulei.

● Tendința generală spre o proiectare mai acoperitoare a celulelor de siloz, cu un oarecare spor de armătură față de trecut, pentru a evita pe viitor apariția de fisuri dezvoltate, de felul celor frecvent constatate la silozurile calculate după prescripțiile actuale (de ex. DIN 1055).

● Necesitatea unei informări mai operative între cercetătorii din diferite țări care se preocupă de studiul experimental al problemei presiunilor în celulele de siloz.

II. În cadrul celei de-a doua teme s-au prezentat soluții constructive clasice și speciale, în beton armat și în metal, precum și unele probleme de calcul specifice soluțiilor respective. Sînt de menționat comunicările:

G. Haidukov, *H. Smirnova*, *S. Kuznețov* (U.R.S.S.): Construcția silozurilor pentru cereale în U.R.S.S.

K. Lüdemann (R. D. Germană): Probleme ale proiectării silozurilor pentru produse chimice.

A. Czybulski (R. P. Polonă): Unele probleme ale proiectării și execuției silozurilor de cereale.

R. Fastner (Austria): Siloz metalic pentru clincher de ciment, de 50.000 tone capacitate.

N. Bucur, *R. Agent* (R. S. România): Soluții constructive specifice silozurilor din fabricile de ciment, utilizate în România (a se vedea textul comunicării la pag. 51).

Z. Bodarski, *K. Czaplinski* ș.a. (R. P. Polonă): Pierderi de stabilitate ale pereților la silozurile metalice pentru cereale.

H. Müller, *K. Kokott* (R. D. Germană): Structuri din plăci curbe subțiri prefabricate, folosite la silozuri.

În cadrul discuțiilor, au mai prezentat rapoarte *A. Orosz* (R. P. Ungară) și *I. Lhotakova* (R. S. Cehoslovacă). De asemenea, s-au prezentat tipurile de silozuri folosite în R. S. România în industria alimentară, cu baterii de celule hexagonale precomprimate perimetral (fig. 1).

Din comunicări și din discuții s-au desprins următoarele idei generale:

● Apariția în ultimii ani, în industriile care necesită silozuri, a unor funcțiuni noi, generate de tehnologii noi de fabricație, cum ar fi: suprapunerea unor celule de siloz sub forma de celule cu etaj, cu înălțimi totale pînă la 70 m, în industria cimentului, prin trecerea de la tehnologia umedă la cea uscată; la fel, apariția de silozuri etajate în industria chimică etc.

- Necesitatea unui studiu atent al regimului de temperatură în silozurile pentru materiale fierbinţi, cum sînt cele de clincher în industria cimentului.
- Utilizarea predominantă a betonului armat la construcţia silozurilor şi unele tendinţe de folosire a metalului.
- Folosirea pe scară largă a diametrelor de celule de 6,0 — 7,50 m, în paralel cu lărgirea utilizării de diametre mai mari (15 — 25 m).

Un interes deosebit a suscitat în discuţii sistemul de cofraj glisant cu trei tipuri de secţiuni folosit la silozurile suprapuse pentru făină din industria cimentului în România.

III. În cadrul celei de-a treia teme sînt de menţionat comunicările :

J. Langowski, *S. Wroblewski* (R. P. Polonă) : Experienţe la silozuri din beton precomprimat executate în Polonia şi Grecia.

H.D. Starke (R.D. Germană) : Precomprimarea silozurilor cu metoda înfăşurării.

J. Suwalski, *A. Mitzel* (R. P. Polonă) : Cîteva exemple de accidente la silozuri.

Acest din urmă referat, însoţit de numeroase diapozitive şi completat în cadrul discuţiilor de o prezentare a unui accident la un siloz, făcută de *G. Fuchs* (R. F. Germania), s-a bucurat, cum era şi de prevăzut, de un mare interes.

În final, organizatorii au prezentat, sub forma unor grafice sintetice, rezultatele anchetei statistice întreprinse pe baza unui formular difuzat, cu cîteva luni înainte, autorilor de comunicări, cu privire la caracteristicile geometrice şi indicii de consum ai diferitelor tipuri de silozuri.

Volumul cu materialele simpozionului va apărea tipărit spre sfîrşitul anului 1973.

În ultima zi s-au organizat excursii de vizitare a oraşului Wroclaw, cu monumentele sale de arhitectură, între care şi celebra cupolă din beton armat, cu nervuri, cu diametru de 65 m, a halei de sport, una din primele construcţii de mare deschidere din beton armat realizate în Europa (1909—1913), proiectată de *Max Berg* ; de asemenea, s-a efectuat o vizită la un şantier de construcţie a unui siloz şi la laboratoarele de încercări pe modele la scară redusă de silozuri de la catedra prof. *A. Mitzel.*

După încheierea simpozionului a avut loc o şedinţă a comitetului I.A.S.S. pentru structuri tubulare, în care s-a analizat desfăşurarea lucrărilor şi s-a stabilit programul pentru anii viitori. În continuare sînt programate următoarele simpozioane ce vor fi pregătite de grupele de lucru respective :

— în 1974 : Conducte de presiune, la Linz (Austria) ;

— în 1975 : Rezervoare pentru gaze şi pentru gaze lichefiate, la Moscova (U.R.S.S.) ;

— în 1976 : Rezervoare pentru produse petroliere (în S.U.A.);

— în 1977 : un nou simpozion în problema silozurilor, în cadrul căruia se prevede să se concentreze discuţiile pe problemele de calcul.

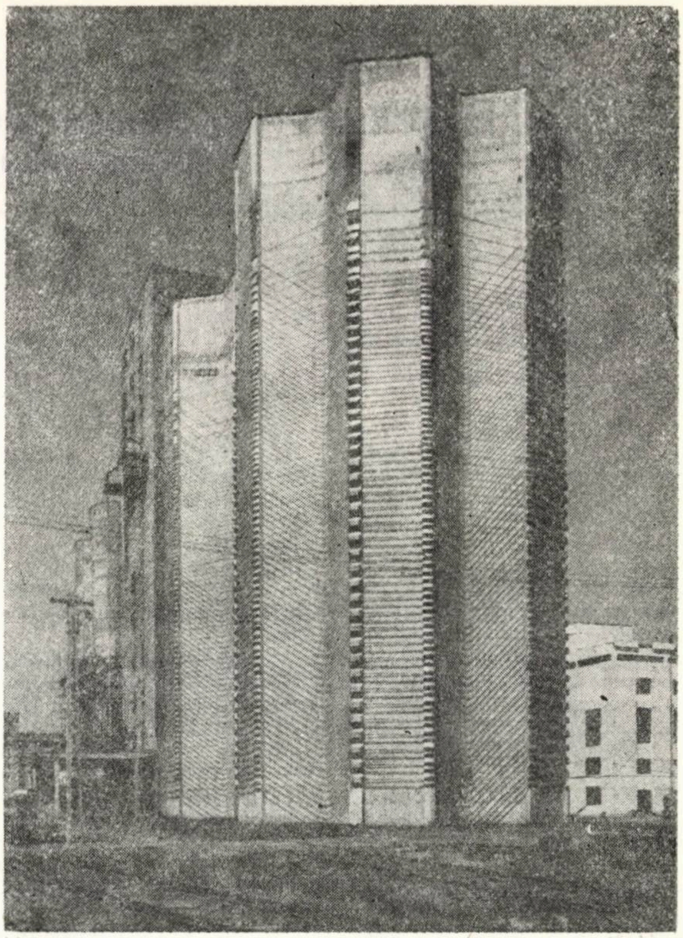


Fig. 1 — Siloz cu baterii de celule hexagonale precomprimate perimetral, realizat la Fabrica de ulei din Constanţa.

Silozul a fost construit pe baza invenţiei „Structuri multicelulare pentru silozuri, buncăre şi rezervoare şi procedeu de realizare a acestora" ai cărei autori sînt ing. Vasile Costescu şi ing. Tudor Al. Dinescu din Institutul de cercetări şi proiectări alimentare. Invenţia, care a obţinut medalia de aur EUROPA la Expoziţia internaţională pentru idei, invenţii şi inovaţii de la Nürenberg, oct.-nov. 1971, realizează un siloz sub forma unei baterii de celule hexagonale din beton precomprimat, aplicîndu-se pe conturul exterior toroane orizontale ce se tensionează şi se amplasează decalat pe înălţimea construcţiei.

Avantajele tehnico-economice ce se obţin prin această nouă soluţie sînt, în principal, următoarele :

1 — Se realizează un siloz avînd celule cu pereţi care nu fisurează şi care sînt etanşe la umezeala din exterior, ceea ce face inutilă peliculizarea cu lacuri sau vopsele de protecţie, costisitoare, comportînd lucrări de întreţinere în timp.

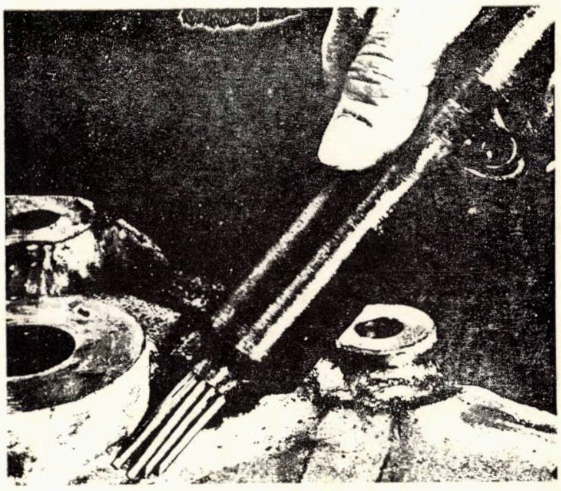
2 — Datorită absenţei fisurilor în pereţi, armăturile înglobate în beton sînt mult mai bine protejate împotriva acţiunii corosive a mediilor suprasaturate cu umiditate, ceaţă salină etc., conferind o durabilitate sporită silozurilor.

3 — Se pot obţine baterii de 6 celule + 1 celulă centrală sau de 18 celule + 1 celulă centrală, cu capacităţi variind, în raport cu înălţimea şi latura hexagonului celulei de bază, între 2700 şi 36800 m^3 de însilozare.

4 — Gruparea concentrică a celulelor pe unul sau două rînduri în jurul celulei centrale permite soluţii simple de umplere prin descărcarea materiei prime din elevator într-o pîlnie centrală, din care aceasta se distribuie prin tubulatură, evitîndu-se transporturi pe orizontală.

5 — Se obţine o importantă reducere a consumului de oţel (de 30 % pe ansamblu siloz şi de peste 50 % la pereţii propriu-zişi), o reducere însemnată de manoperă (peste 20 %) şi se pretează la industrializare, fie prin utilizarea de cofraje glisante în construcţie monolitică, fie prin folosirea de panouri prefabricate.

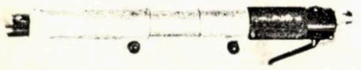
Aici se curăță „prin pușcare”! Cu pistoale cu ace VON ARX



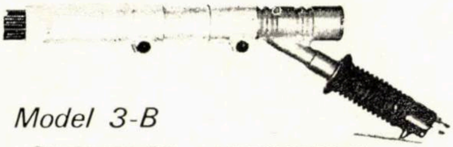
Pistoalele cu ace VON ARX lucrează cu aer comprimat. Ele pot fi racordate la compresoarele tradiționale pentru construcție. Pînă la 111 ace, care se pot mișca liber, acționează fără cruțare asupra ruginii, crustelor de vopsea, resturilor de lac, zgurii de la sudură, cusăturilor de sudură, crustelor de beton, stropiturilor de ciment. Indiferent de faptul că este vorba de cazane, caroserii, macarale, elemente de construcție sau mașini de construcție.

Toate ieșindurile, rosturile, crăpăturile, canalele, colțurile, capetele de șurub, găurile și canelurile devin accesibile și se curăță perfect. Fără praf — complet — dar extrem de menajat.

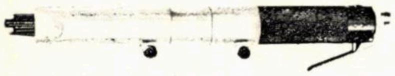
Model 1-B



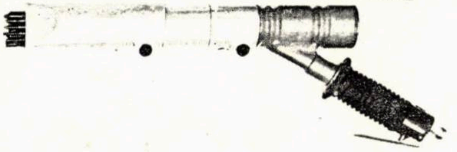
Model 2-B



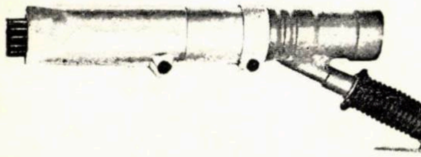
Model 2-B-G



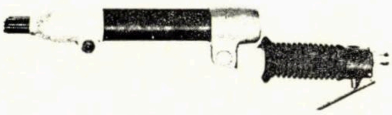
Model 3-B

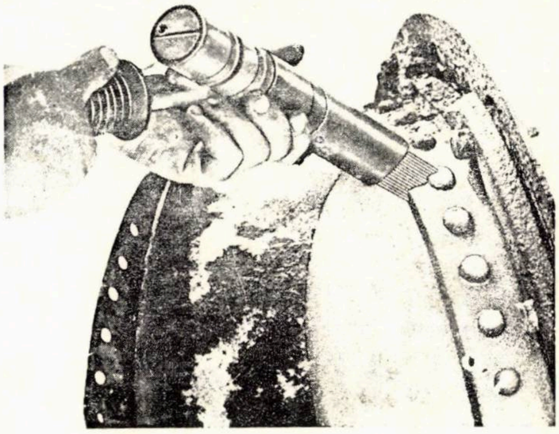


Model 4-B



Model MDP1, Mini





Ace de 2, 3, 4 mm

Presiunea de regim = 6 — 8 atm.

Consumul de aer, în funcție de model, 95 — 250 l/min.

Prospecte și informații mai detaliate puteți primi de la:

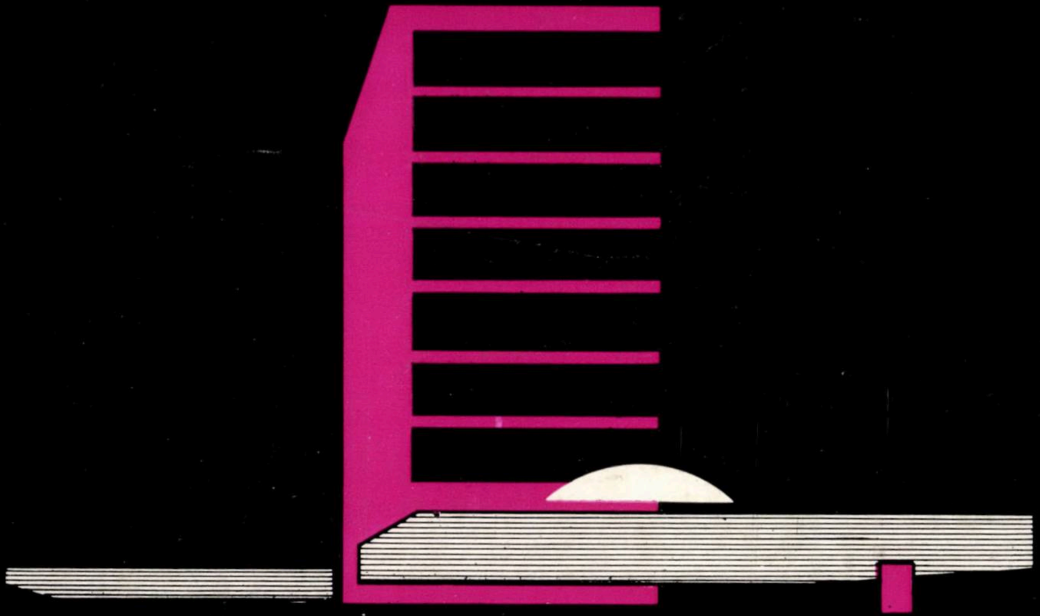
MAȘINEXPORT

București, Str. Matei Millo 7, Telex: 203—216, Telefon: 332720/175 — Secția 53

sau prin

DEMAG Drucklufttechnik — Export-Aussenstelle Südost- und Osteuropa,
A — 1200 WIEN, Wehlistrasse 29, Telex: 074893

PUBLICOM



ENGINEERING

surveys • design • assistance industrial and civil work • erection mechanical and electrical installations

1974 MAR 13

ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCȚII-MONTAJ
ROMANIAN CONSTRUCTION AND ERECTION COMPANY

ARCOM

91—93, Calea Victoriei, sector 1, Bucharest, ROMANIA
Telephone: 14.98.33 Telex: 490
Telegrams: ARCOM—Bucharest

Taxele poștale plătite în numerar pentru anul 1973, conform aprobării D.P.D.P. nr: 137/578/1973

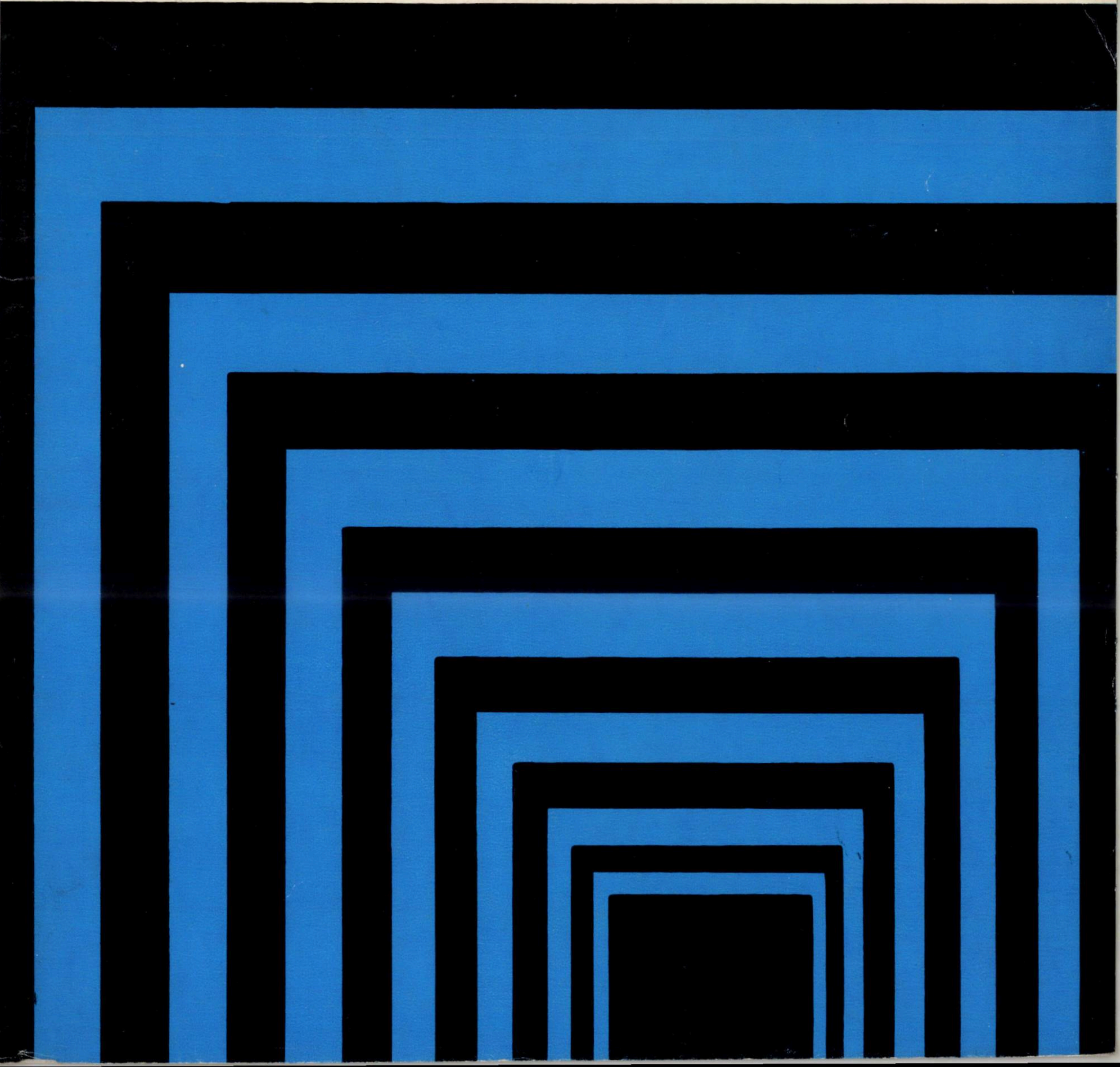
E1688

R

CONSTRUCȚII

REFERALVA

12 ▫ 1973



Cu prilejul anului nou 1974, redacţia revistei Construcţii urează cititorilor şi colaboratorilor sănătate, fericire şi succese în activitatea profesională

ORSZÁ[illegible]

CONSTRUCȚII

Nr. 12/1973
ANUL XXV

CUPRINS

Prof. dr. doc. ing. Cristea MATEESCU, conf. dr. ing. Hristache POPESCU
Studiul experimental al aglomerărilor de zăpadă pe modele de construcții (III) 1 C

Ing. Gheorghe MOMANU, ing. Vladimir D. DIANU
Unele considerații privind dispunerea și alcătuirea rosturilor de tasare-dilatație la clădiri 8 R

Ing. Ioan T. ȘTEFĂNESCU
Alegerea soluțiilor constructive optime la halele industriale parter, realizate cu elemente tipizate aplicînd metodologia de calcul a indicilor de echivalență 14 R

Ing. Horia BUSUIOC, ing. ȘTEFAN VINTILĂ
Dimensionarea conductelor instalațiilor de încălzire centrală cu circulația prin pompe utilizînd viteze economice de circulație a agentului termic 18 R

Ing. Constantin ȘERBESCU, conf. dr. ing. Ioan CIONGRADI
Metodă de calcul al elementelor de rezistență aparținînd construcțiilor metalice exploatate în atmosferă industrială agresivă, ținînd seama și de efectul coroziunii 23 R

Ing. Marius DUMITRESCU
Tendințe moderne în construcția prefabricatelor electrice de joasă tensiune 32 R

Ing. Traian D. SĂVULESCU
Caracteristica hidrodinamică a rețelei
Dezvoltarea teoriei — cu aplicații practice 38 R

CRONICA

Ing. Mircea IEREMIA
Conferința mondială de inginerie antiseismică 50

RECENZII

DOCUMENTARE

CONSTRUCȚII

revista a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACȚIE:

Ing. EMILIAN BAICULESCU

Acad. prof. ing. ȘTEFAN BĂLAN

Acad. prof. ing. AUREL BELEȘ

Ing. TRAIAN BIGAN

Ing. CĂLIN DAN

Prof. ing. RĂDUCANU CIOROIU

Prof. dr. ing. DAN F. DUMITRESCU

Ing. VASILE DUMITRESCU

Ing. DINU ELIADE

Dr. ing. IOAN FĂCĂOARU

Prof. dr. ing. VIRGIL FOCȘA

Ing. DAN GHIȚESCU

Ing. MIRCEA IATAN

Ing. PANAIT IONESCU

Ing. NICOLAE LASZLO

Prof. ing. DAN MATEESCU

Ing. HERCULE MĂNESCU

Prof. ing. MIRCEA MIHAILESCU

Ing. ION NEAGU

Ing. RADU NEGRU

Ing. DINU NICULESCU

Ing. TUDOR PATELLI

Ing. MIRCEA POPOVICI

Ing. MIHAI RAMBA

Ing. ȘTEFAN RĂDVAN

Ing. MIRCEA SIMNICEANU

Prof. ing. ION STĂNCULESCU

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU

Ing. ADRIAN STĂNESCU

Ing. ARA TACORIAN

Ing. I. TORINGHIBEL

Ing. ION VASILESCU

Ing. MIRCEA VERNESCU

Ing. PETRU VERNESCU

REDACTOR RESPONSABIL:

Ing. MIRCEA LUPAN

EDITOR:

MINISTERUL CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

ADMINISTRAȚIA:
CENTRUL DE DOCUMENTARE
PENTRU CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ
ȘI SISTEMATIZARE

Bd. 1848 nr. 10

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

București, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuța poștală nr. 2980. Of. poștal 22, Telefon: 16 49 14

ȘEFUL REDACȚIEI: Alexandru Țînțăreanu

REDACTORUL EDIȚIEI: Raymond Vianu

SECRETAR DE REDACȚIE: Magdalena Georgescu

TIPARUL:

I.P. Informația — str. Brezoianu nr. 23 — București

ABSTRACTS

C. MATEESCU, HR. POPESCU : Experimental study of snow heaping-up on building models

This is the continuation of the articles bearing the same title published in Nos. 8/1972 and 8/1973 of the journal.

Snow-heaping areas on roofings in polyhedron and conoid shapes, obtained experimentally, in function of various wind directions and velocities, are here described.

GH. MOMANU, V. D. DIANU : Some considerations regarding the arrangement and formation of settlement-expansion joints in buildings

The phenomena appearing, particularly in the case of buildings situated on a ground subjected to possible great non-uniform settlement raise a series of problems concerning the manner of designing and execution of the settlement-expansion joints in these buildings.

These problems are analyzed in the paper, in which the method of determining the joints size is also presented.

Some constructive solutions are proposed for the realization of the settlement joints.

I. T. ŞTEFĂNESCU : Choice of optimum constructive solutions for ground-floor industrial halls made of typified elements using the computation methodology of equivalence indices

By means of this method could be expressed in the same unit of measure the consumption of resources (cement, metal, timber, labour, etc.), thus facilitating greatly the comparison and choice of optimum constructive variants in the design tage.

H. BUSUIOC, ŞT. VINTILĂ : Pipe-sizing of central heating installations using pump-circulated heat carrier with economical circulation speeds

A complex analysis is made of the capital and running costs and of their influence on the economical circulation speeds of the heat carrier pumped into the central heating twin pipes.

M. DUMITRESCU : Up-to-date trends in low-tension electrical prefabs

The author sets forth various new technological methods practised in the manufacture of electrical prefabs both with regard to their metallic parts and their electrical outfit.

The article contains various solutions adapted for low-tension electrical prefabs manufacturing meant to achieve high-performance products.

T. D. SĂVULESCU : The hydrodynamic characteristics of of the water-supply network. Development of the theory with practical applications

The relations giving the hydrodynamic equilibrium function of the water-supply network characteristics are determined analytically, infering the computation mathematical formulae of the characteristics for two, three and more branch-offs, as well as for successive sections.

The practical use of the analytic inferences form a special chapter, followed by numerous examples.

Finally, the hydrodynamic equilibrium point of the network is shown analytically, in the case when several rotary pumps run in parallel or serial operation.

RÉSUMÉS

C. MATEESCU, HR. POPESCU : L'étude expérimentale des agglomérations de neige sur des modèles de constructions

Suite de l'article portant le même titre paru dans les Nos 8/1972 et 8/1973 de la revue.

On présente les zones d'agglomération de la neige sur les toits de quelques constructions en forme de polyèdre et conoïde, obtenues expérimentalement, en fonction de différentes directions et vitesses du vent.

GH. MOMANU, V. D. DIANU : Quelques considérations sur l'emplacement et exécution de joints de tassement-dilatation dans les bâtiments

Les phénomènes manifestés surtout dans le cas de bâtiments emplacés en terrains susceptibles d'importants tassements non-uniformes, soulèvent une série de problèmes concernant la modalité d'établir le projet et de réaliser les joints de dilatation-tassement de ces bâtiments.

Ces problèmes sont analysés dans l'article, où on expose aussi la méthode destinée à établir les dimensions des joints dans les bâtiments, en proposant aussi des solutions constructives pour pouvoir exécuter les joints de tassement.

I. T. ŞTEFĂNESCU : Choix des solutions constructives optimales pour les hals industriels rez-de-chaussée en éléments typifiés en employant la méthodologie de calcul des indices d'équivalence

Par cette méthode on peut exprimer dans la même unité de mesure toutes les consommations de ressources (ciment, métal, bois, main d'oeuvre, etc.) ce qui facilite beaucoup la comparaison et le choix des variantes constructives optimales pendant l'établissement du projet.

H. BUSUIOC, ST. VINTILĂ : Dimensionnement des tuyaux dans les installations de chauffage central à circulation par pompes en imprimant à l'agent thermique des vitesses économiques de circulation (I)

On fait une analyse complexe des frais d'investissement et fonctionnement, ainsi que de la manière dont ils influencent les vitesses économiques de circulation de l'agent thermique pompé dans la tuyauterie du chauffage central.

M. DUMITRESCU : Tendances modernes dans la construction des préfabriqués électriques de basse tension

L'article énonce les diverses méthodes technologiques nouvelles qu'on pratique pour réaliser des préfabriqués éléctriques, tant concernant leur partie métallique que leur équipement éléctrique.

On formule aussi les diverses solutions adoptées dans la construction des préfabriqués de basse tension pour obtenir des produits à hautes performances techniques.

T. D. SĂVULESCU : La caractéristique hydrodynamique du réseau. Développement de la théorie et applications pratiques

Par voie d'analyse on détermine les relations qui donnent l'équilibre hydrodynamique du réseau, en déduisant les formules mathématiques de calcul des caractéristiques pour deux, trois ou plusieurs ramifications, ainsi que pour des tronçons successifs.

L'application pratique des déductions analytiques forme un chapitre à part, accompagné d'exemples.

A la fin, le point d'équilibre hydrodynamique est montré analytiquement, dans le cas où plusieurs pompes centrifuges fonctionnent en parallèle ou en série.

ZUSAMMENFASSUNGEN

C. MATEESCU, HR. POPESCU — Das experimentelle Studium der Schneeanhäufungen auf Baumodellen

Vorliegender Beitrag ist die Fortsetzung des unter denselben Titel in Nr. 8/1972 und 8/1973 unserer Zeitschrift veröffentlichten Artikels.

Es werden die Schneeanhäufungszonen auf den Dächern von polyeder — oder konoidförmigen Gebäuden, welche experimentell, in Abhängigkeit von verschiedenen Windrichtungen und — geschwindigkeiten erzielt wurden, besprochen.

GH. MOMANU, V. D. DIANU : Einige Betrachtungen über die Aufteilung der Setz- und Dehnfugen bei Gebäuden

Die insbesondere bei den auf ungleichmässigem Setzen ausgesetzten Böden aufgestellten Bauten festgestellten Erscheinungen erheben eine Reihe von Fragen im Zusammenhang mit der Entwurfs- und Ausführungsart der Dehn- und Setzfugen der Gebäude.

Diese Fragen werden im vorliegenden Beitrag untersucht, wobei gleichzeitig die Methode zur Festlegung der Fugenabmessungen bei Gebäuden besprochen wird; desgleichen werden auch einige bauliche Lösungen zur Ausführung der Setzfugen vorgeschlagen.

I. T. ŞTEFĂNESCU — Die Wahl der optimalen konstruktiven Lösungen bei Erdgeschossindustriehallen, ausgeführt mit typisierten Bauteilen, unter Anwendung der Äquivalenzzahl-Berechnungsmethode

Diese Methode gestattet, den Hilfsmittelverbrauch (Zement, Metall, Holz, Arbeisstunden usw.) in derselben Masseinheit auszudrücken ein Umstand welcher eine bedeutende Erleichterung beim Vergleich und der Wahl der optimalen baulichen Varianten in der Entwurfsetappe gestattet.

H. BUSUIOC, ST. VINTILĂ — Die Bemessung der Leitungen von Zentralheizungsanlagen mit Zirkulation über Pumpen, unter Anwendung der wirtschaftlichen Zirkulationsgeschwindigkeiten des Wärmeträgers (I)

Es wird eine komplexe Untersuchung der Investitions — und Betriebskosten, als auch der Art in welcher diese die wirtschaftlichen Zirkulationsgeschwindigkeiten des in die Doppelrehr-Zentralheizanlage eingepumpten Wärmeträgers beeinflussen, vorgenommen.

M. DUMITRESCU — Moderne Tendenzen auf dem Gebiet des Baues von elektrischen Niederspannungs-Vorfertigteilen

Es werden die verschiedenen neuen verfahrenstechnischen Methoden beschrieben, welche zur Ausführung der elektrischen Vorfetigteilen angewandt werden, u. zw. sowohl was die metallischen Teil der Vorfertigteile, als auch was deren elektrische Ausrüstung anbelangt.

Es werden die verschiedenen, zum Bau der elektrischen Niederspannungs-Vorfertigteile angewandten Verfahren, zur Herstellung von Erzeugnissen mit hohen technischen Leistungen, aufgezeigt.

T. D. SĂVULESCU : Das hydrodynamische Merkmal des Netzes. Ausarbeitung der Theorie samt praktischen Anwendungen

Es werden auf analytischem Wege die Beziehungen festgelegt, welche das hydrodynamische Gleichgewicht in Abhängigkeit von den Netzmerkmalen ergeben, wobei die mathematischen Rechenformeln der Merkmale für zwei, drei oder mehreren Abzweigungen als auch für sukzessive Leitungsabschnitte abgeleitet werden.

Die praktische Anwendung der analytischen Ableitungen bildet ein Sonderkapitel, enthaltend mehrere Beispiele.

Im Abschluss wird das hydrodynamische Gleichgewicht des Netzes aufgezeigt, falls mehrere Kreiselpumpen parallel oder in Reihe geschaltet arbeiten.

СОДЕРЖАНИЕ

К. МАТЕЕСКУ, ХР. ПОПЕСКУ: Экспериментальное исследование снеговых накоплений на моделях сооружений

Продолжение работы под тем-же названием, опубликованной в No 8/1972 и в No 8/1973 журнала.

Представлены зоны накопления снега на крышах экспериментальных полиэдрических и коноидных сооружений, в зависимости от разных направлений и скоростей ветра.

Г. МОМАНУ, В.Д. ДИАНУ: Некоторые соображения в связи с расположением и компоновкой усадочных-температурных швов в зданиях

Проявляемые явления, особенно в случае зданий расположенных на грунтах подвергающихся большим неравномерным осадкам ставят ряд вопросов в связи со способом проектирования и выполнения усадочных-температурных швов в зданиях.

Эти вопросы проанализированы в работе, а также представлен метод определения размеров швов в зданиях, с предложением некоторых строительных решений для выполнения усадочных швов.

И. Т. ШТЕФЭНЕСКУ: Выбор строительных оптимальных решений для одноэтажных промышленных зданий, сооружаемых на типовых элементах с применением методологии расчета эквивалентных показателей

Этот метод дает возможность выразить теми-же единицами измерения расходы рессурсов (цемента, металла, дерева, трудочасов и т.д.), что весьма облегчает сравнение и выбор оптимальных строительных решений в стадии проектирования.

Х. БУСУЁК, ШТ. ВИНТИЛЭ: Расчёт трубопроводных установок центрального отопления с движением через насосы, с применением экономичных скоростей движения теплового агента (I)

Проводится комплексный анализ капитальных и эксплуатационных стоимостей, а также способа которым они влияют на экономичные скорости движения теплового агента нагнетаемого в двухтрубные установки центрального отопления.

М. ДУМИТРЕСКУ: Современные тенденции при выполнении сборных электрических низковольтных установок

Описаны разные новые технологические методы, применяемые при сооружении электрических сборных установок, как в отношении металлической части сборных установок, так и в отношении их электрической оснастки.

Также показаны различные решения принятые в конструкции сборных низковольтных установок для получения изделий с высокими техническими параметрами.

Т. Д. СЭВУЛЕСКУ: Гидродинамическая характеристика сети. Развитие теории с практическими применениями

Аналитическим путем устанавливаются отношения, дающие гидродинамическое равновесие в зависимости от характеристик сети, с выводом математических формул расчета характеристик для двух, трёх и более разветвлений, а также и для последовательных секций.

Практическое применение аналитических выводов представляет отдельную главу, сопровожденную многочисленными примерами.

В конце, аналитически показана точка гидродинамического равновесия сети в том случае, когда несколько центробежных насоса работают параллельно или посерийно.

CZ 624.042.42.001.57

STUDIUL EXPERIMENTAL AL AGLOMERĂRILOR DE ZĂPADĂ PE MODELE DE CONSTRUCŢII*

Prof. dr. doc. ing. CRISTEA MATEESCU
Membru corespondent al Academiei R.S.R.

Conf. dr. ing. HRISTACHE POPESCU
Institutul de construcţii Bucureşti

Deoarece timpul de formare a aglomerărilor de similizăpadă pe modele corespunde cu timpul obţinut prin similitudine cu fenomenele din natură, continuăm să prezentăm zonele şi indicii de aglomerare ai zăpezii, pentru alte forme de acoperişuri, în vederea stabilirii cît mai reale a sarcinii de la zăpadă.

Prin multiplicarea indicilor de aglomerare cu grosimile de calcul probabilistice ale zăpezii (după datele meteorologice), se obţin grosimile reale de calcul ale zăpezii.

Ca şi la experienţele anterioare, indicii de aglomerare ai similizăpezilor au fost determinaţi pe modele la scara 1/100 (fig. 1, 9, 14 — dimensiuni în cm).

Stratul uniform de similizăpadă în faza zero (depus pe model în aer liniştit), $Z_0 = 5$ mm.

1. Acoperiş în formă de poliedru (fig. 1)

Poziţia I. Modelul, de lungime egală cu lăţimea tunelului aerodinamic, perpendicular pe direcţia vîntului.

Faza 1. (fig. 2) în momentul formării unor aglomerări la viteze moderate ($v_1 = 2{,}25$ m/s).

Faza 2. în momentul formării unor aglomerări la viteze mai mari ($v_2 = 3{,}00$ m/s); la creşteri mici ale acestei viteze, similizăpada e complet spulberată.

Poziţia II. Modelul de lungime egală cu jumătate din lăţimea tunelului, lîngă peretele tunelului, perpendicular pe direcţia vîntului (fig. 3—faza 1)

Poziţia III. Modelul, de lungime egală cu jumătate din lăţimea tunelului, în axa tunelului perpendicular pe direcţia vîntului (fig. 4 — — faza 1).

Poziţia IV. Modelul, cu lăţimea în axa tunelului, perpendiculară pe direcţia vîntului (fig. 5— — faza 1; fig. 6 — faza 2).

Poziţia V. Modelul înclinat cu 45° faţă de direcţia vîntului (fig. 7 — faza 1, fig. 8 — — faza 2).

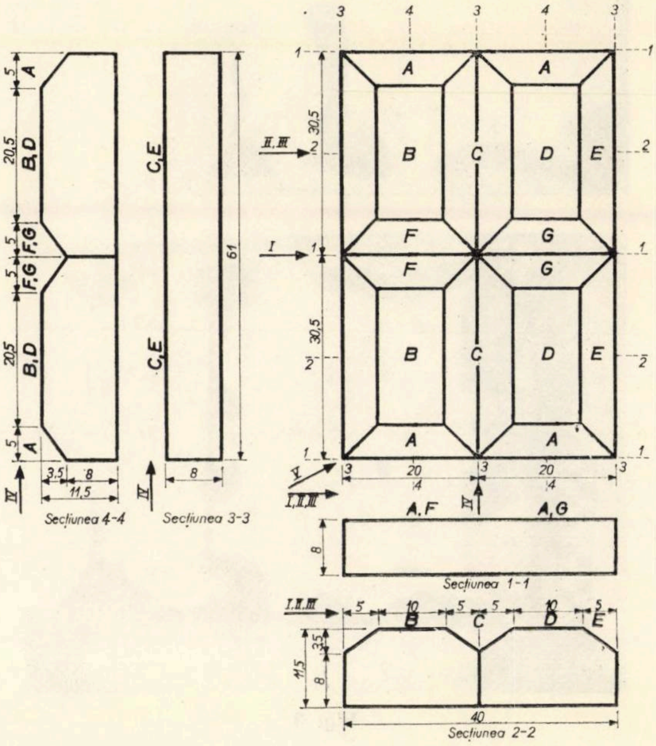


Fig. 1

Indicii de aglomerare ai similizăpezii:

Indicele de aglomerare pe suprafaţă (mediu):

$$a_s = \frac{\frac{\Sigma Z_p}{n}}{Z_0}$$

în care:

Z_p — grosimea de similizăpadă într-un punct de pe suprafaţă;

n — numărul punctelor măsurate.

Indicele de aglomerare punctual (*local*):

$$a_p = \frac{Z_{p\,max}}{Z_0},$$

---

* Continuarea lucrării „Studiul experimental al aglomerărilor de zăpadă pe modele de construcţii”, Construcţii, nr. 8/1972, şi nr. 8/1973.

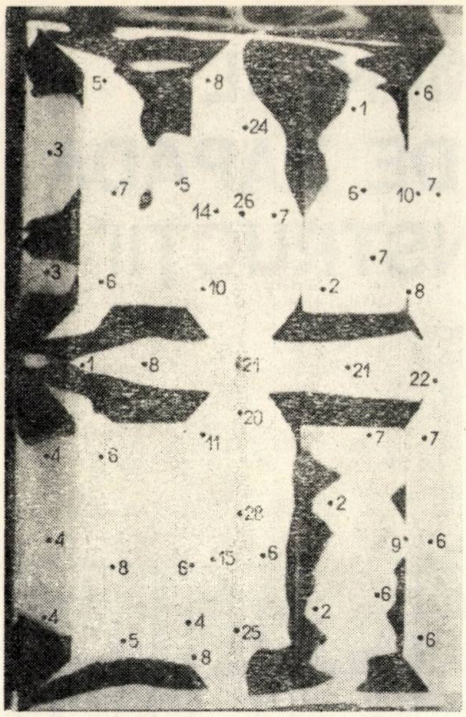

5
8
1
6
24
3
7
5
14
26
7
6
10
7
7
3
6
10
2
8
1
8
21
21
22
20
11
7
7
4
6
28
2
4
8
6
15
6
9
6
2
6
4
4
25
6
5
8

Fig. 2

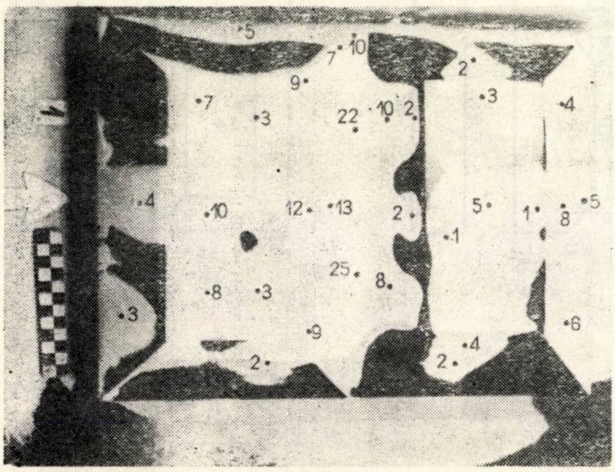

5
10
7
2
9
7
3
22
10
2
3
4
4
10
12
13
2
5
1
8
5
1
25
8
8
3
3
9
6
2
2
4

Fig. 3

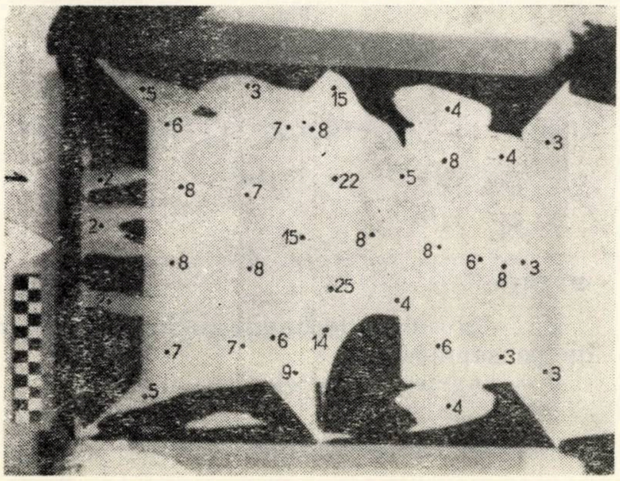

5
3
15
6
7
8
4
3
8
4
8
7
22
5
2
15
8
8
8
6
8
3
25
4
7
7
6
14
6
3
3
9
5
4

Fig. 4

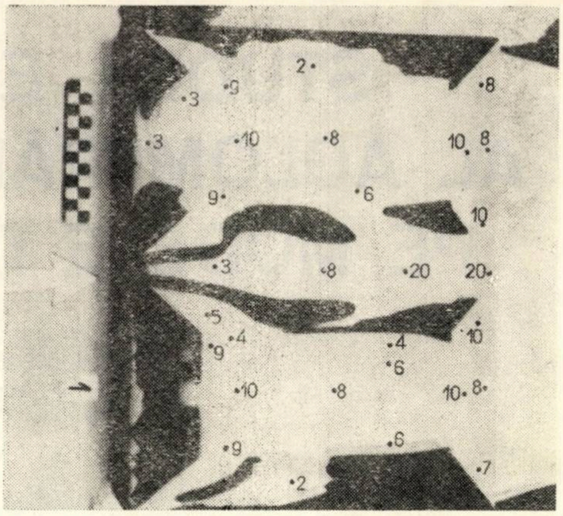

2
3
9
8
3
10
8
10
8
9
6
10
3
8
20
20
5
4
4
10
9
6
10
8
10
8
9
6
2
7

Fig. 5

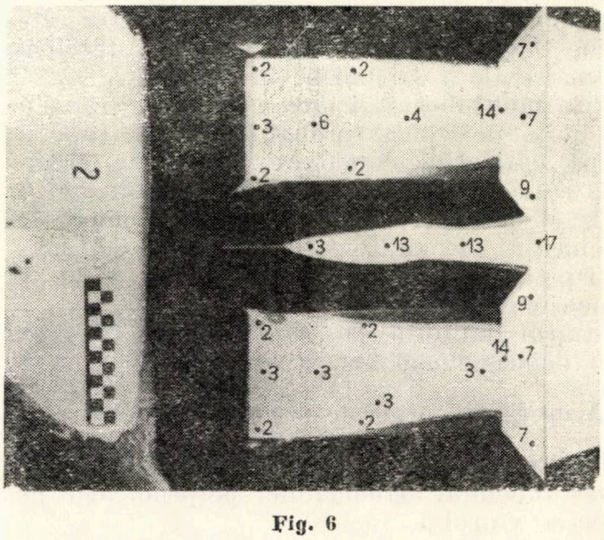

7
2
2
3
6
4
14
7
2
2
9
3
13
13
17
9
2
2
14
7
3
3
3
3
2
2
7

Fig. 6

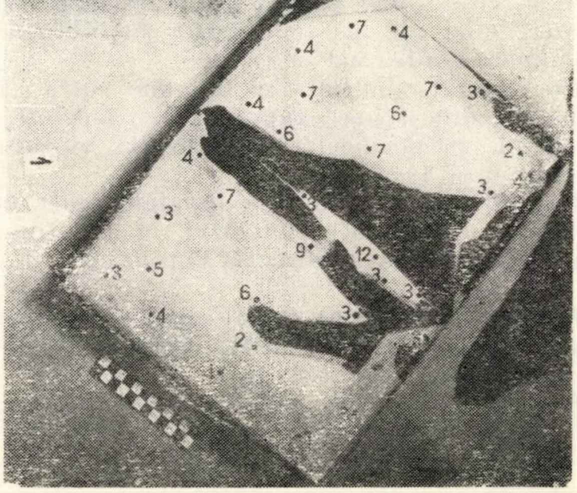
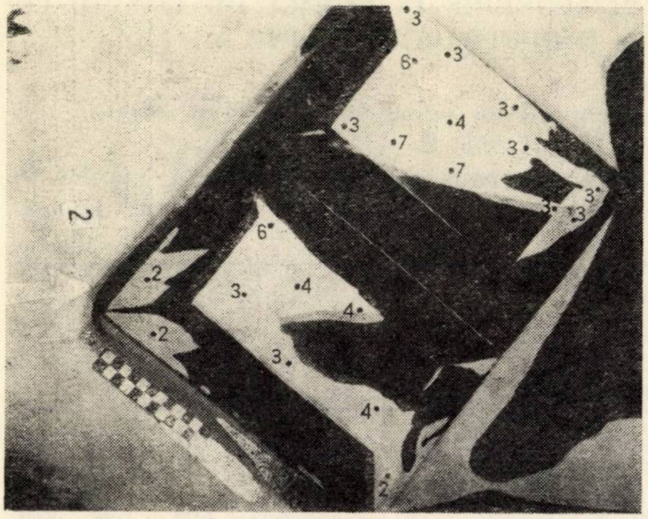

7
4
4
4
7
7
3
6
6
7
2
4
7
3
3
9
12
3
3
5
6
3
3
4
2

Fig. 7



3
6
3
3
4
7
3
7
3
3
6
2
3
4
4
2
3
4
2

Fig. 8

în care:

$Z_{p\max}$ — grosimea de similizăpadă aglomerată maximă.

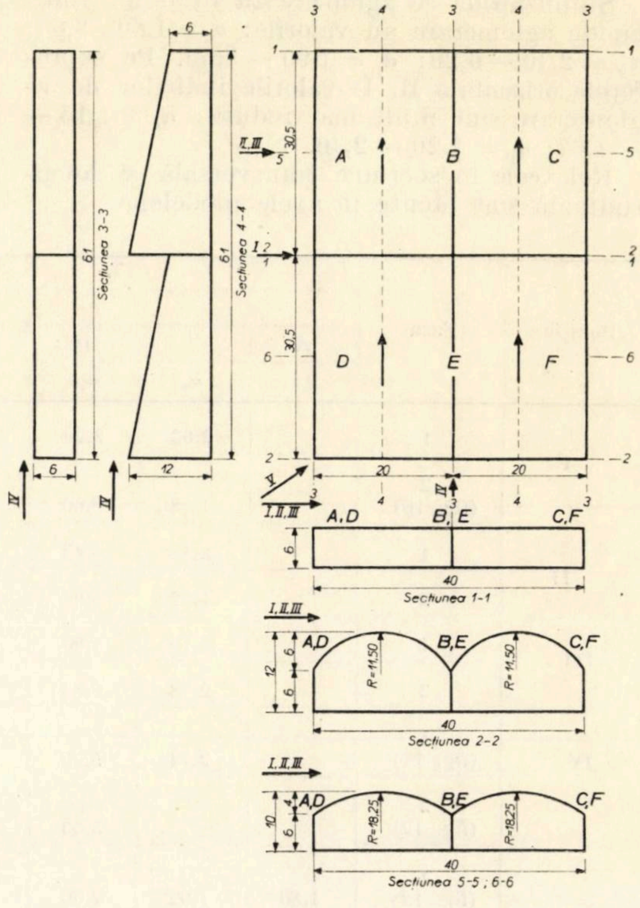
Indicele de aglomerare liniar (mediu):

$$a_l = \frac{\frac{Z_l}{n}}{Z_0}$$

în care:

Z_l — grosimea de similizăpadă în puncte situate pe o dreaptă.

Aceşti indici sînt daţi în tabela 1.



6
61
Secţiunea 3-3
61
Secţiunea 4-4
6
12
IV
IV
3
4
3
4
3
1
1
II, III
5
30,5
A
B
C
5
1 2
2 1
30,5
6
D
E
F
6
2
2
20
20
V
I, II, III
A, D
B, E
C, F
6
40
Secţiunea 1-1
I, II, III
A,D
B,E
C,F
12
6
6
R=11,50
R=11,50
40
Secţiunea 2-2
I, II, III
A,D
B,E
C,F
10
6
R=18,25
R=18,25
40
Secţiunea 5-5 ; 6-6

Fig. 9

Tabela 1

Poziţia	Faza	Indici de aglomerare													
		Suprafaţa													
		A		B		C			D		E		F	G	
		a_s	a_p	a_s	a_p	a_s	a_p	a_l	a_s	a_p	a_l	a_p	a_p	a_s	a_l
I	1 (fig. 2)			1,15	1,40	2,00	5,20	4,73	1,30	1,40	1,55	2,00	4,20	4,40	4,27
	2					3,34	6,20	4,25			1,80	2,40		3,20	2,60
II	1 (fig. 3)			1,67	2,00	2,50	5,00	3,80			1,27	1,60			
	2					3,65	6,00	5,60			1,60	2,00			
III	1 (fig. 4)			1,46	1,60	2,78	5,00	1,90	1,37	1,60		1,60			
	2					2,85	5,00	4,80			1,46	2,00			
IV	1 (fig. 5)	1,80	2,00	1,60	2,00	2,44	4,00	3,86	1,60	2,00					
	2 (fig. 6)	1,85	2,80		1,20		3,40	2,86		1,20					
V	1 (fig. 7)			1,36	1,40	1,80	2,40		1,35	1,80					
	2 (fig. 8)			1,33	1,40					1,20					

Similizăpada se aglomerează în dolii. Indicii de aglomerare au valorile: a_s =1,80–3,65; a_p = 2,40 – 6,20; a_l = 1,90 – 5,60. Pe suprafețele orizontale B, D valorile indicilor de aglomerare sînt mult mai reduse: a_s = 1,15 – – 1,67; a_p = 1,20 – 2,40.

Releveele în secțiune transversală și longitudinală sînt făcute în axele modelelor.

2. ACOPERIȘ ÎN FORMĂ DE CONOID CU O DIRECTOARE DREAPTĂ (fig. 9)

Indicii de aglomerare ai similizăpezii sînt dați în tabela 2.

Similizăpada se aglomerează în special în dolii. Pe suprafețele B, E indicii de aglome-

Tabela 2

Poziția	Faza	Indici de aglomerare										
		Suprafața										
		A	B			C		D	E			F
		a_p	a_s	a_p	a_l	a_s	a_p	a_p	a_s	a_p	a_l	a_p
I	1		2,03	3,20	2,00				1,86	3,20	2,29	1,80
	2 (fig. 10)		1,38	3,60	3,00				1,34	4,00	1,52	1,60
II	1		2,88	5,40	4,05	1,55	1,60					
	2		1,32	5,00	3,92		1,40					
III	1		3,10	7,00	4,65	1,64	2,00					
	2		2,78	6,80	3,60	1,60	2,00					
IV	1 (fig. 11)		2,74	5,00	3,50			1,60	3,00	5,00	4,29	1,40
	2 (fig. 12)			5,00	4,34				3,28	5,00	4,44	
V	1 (fig. 13)	1,80	1,92	2,60		1,53	1,80					
	2	1,60		1,80								

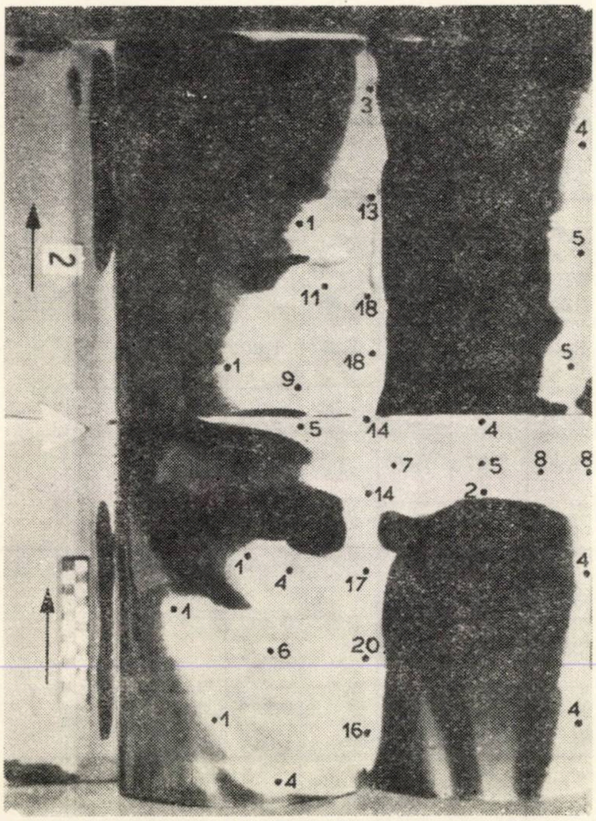

3
4
13
1
5
2
11
18
18
5
1
9
5
14
4
7
5
8
8
14
2
1
4
17
4
1
6
20
1
16
4
4

Fig. 10

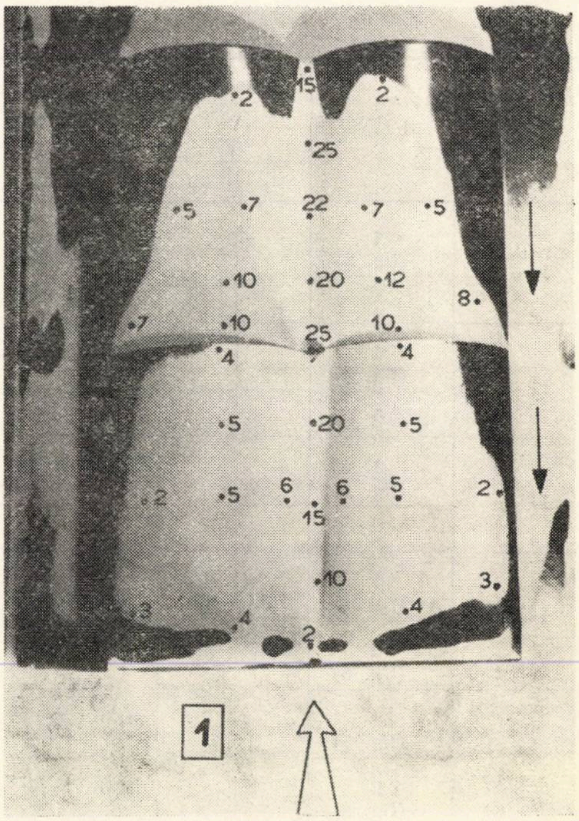

2
15
2
25
5
7
22
7
5
10
20
12
8
7
10
25
10
4
4
5
20
5
2
5
6
6
5
2
15
10
3
3
4
2
4
1

Fig. 11

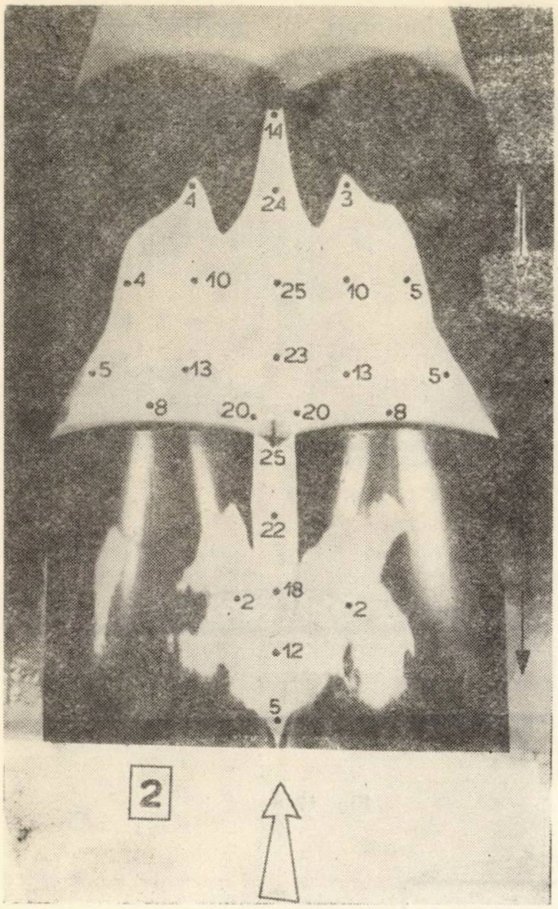

14
4
24
3
4
10
25
10
5
5
13
23
13
5
8
20
20
8
25
22
2
18
2
12
5
2

Fig. 12

rare au valorile:

$$a_s = 1{,}32 - 3{,}28;\ a_p = 1{,}80 - 7{,}00;$$

$$a_l = 1{,}52 - 4{,}65.$$

Pe celelalte suprafețe similizăpada e aproape spulberată; izolat, în pozițiile I, IV, V, $a_p = 1{,}40 - 1{,}80$.

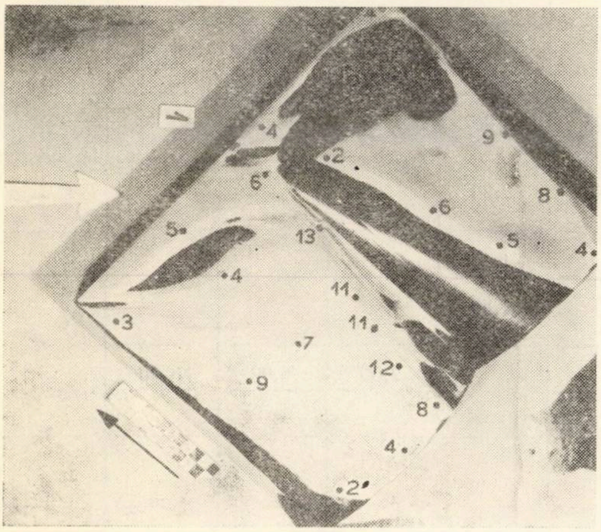

4
2
9
6
8
6
5
5
13
4
4
3
11
11
7
12
9
8
4
2

Fig. 13

3. ACOPERIȘ ÎN FORMĂ DE CONOID CU DOUĂ DIRECTOARE CURBE (fig. 14)

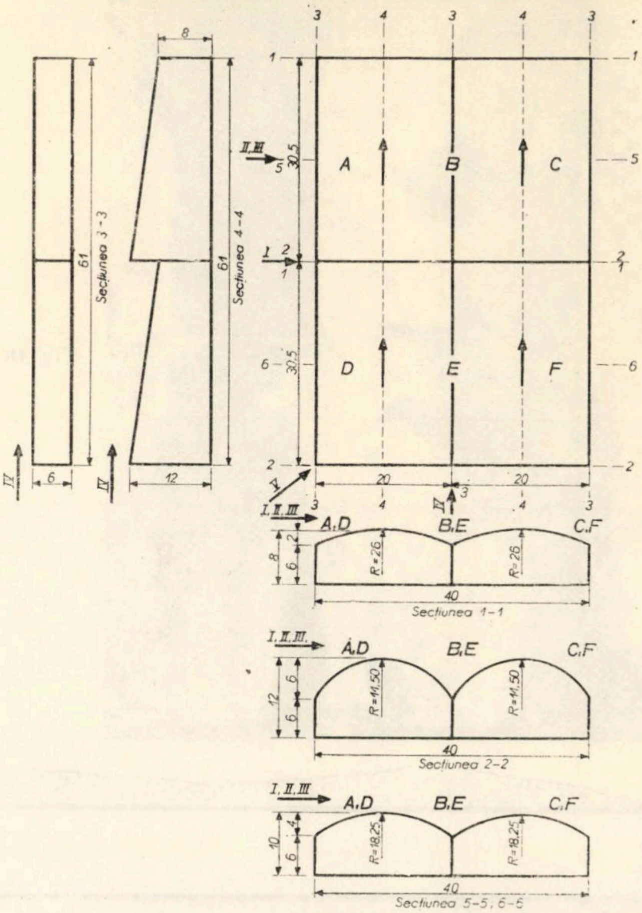

8
61
Secțiunea 3-3
61
Secțiunea 4-4
IV
6
IV
12
3
4
3
4
3
1
1
II, III
5
30,5
A
B
C
5
I
2
1
2
1
6
30,5
D
E
F
6
2
2
V
20
20
IV
3
4
4
3
I, II, III
A, D
B, E
C, F
8
2
6
R=26
R=26
40
Secțiunea 1-1
I, II, III
A, D
B, E
C, F
12
6
6
R=11,50
R=11,50
40
Secțiunea 2-2
I, II, III
A, D
B, E
C, F
10
4
6
R=18,25
R=18,25
40
Secțiunea 5-5, 6-6

Fig. 14

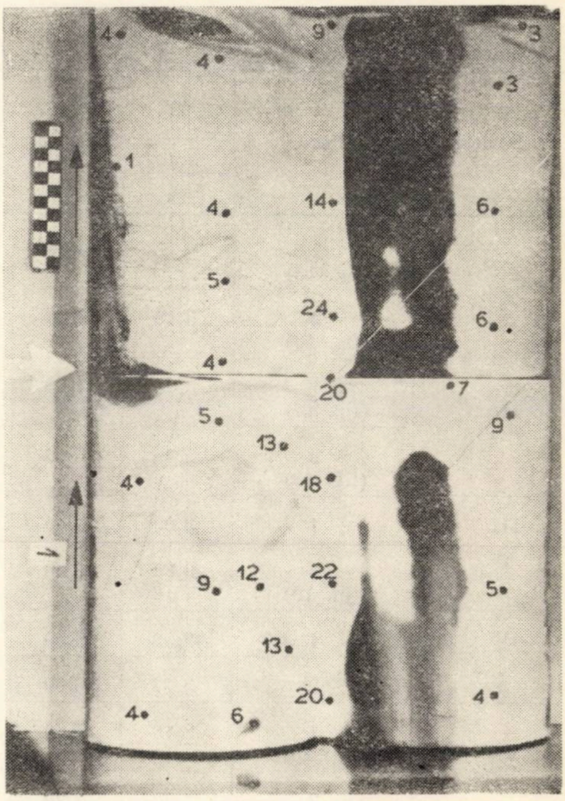

4
9
3
4
3
1
4
14
6
5
24
6
4
20
7
5
9
13
4
18
9
12
22
5
13
20
4
4
6

Fig. 15

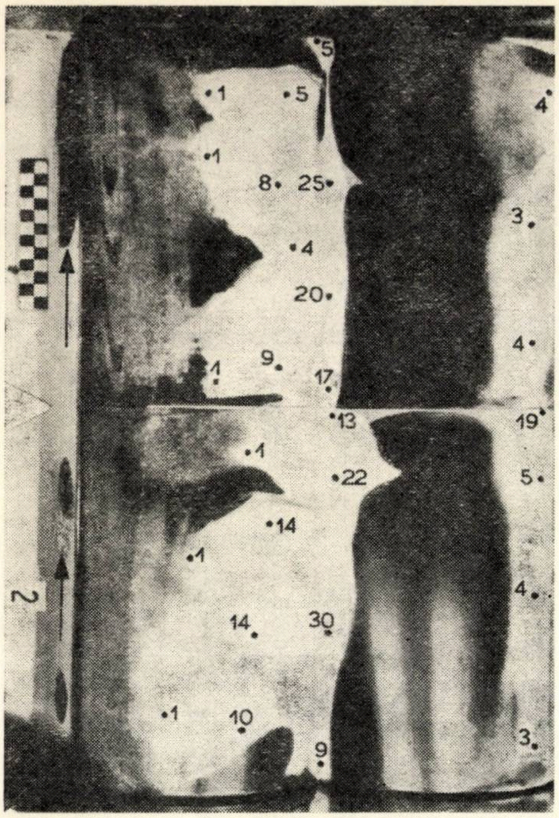

5
1
5
4
1
8
25
3
4
20
4
1
9
17
13
19
1
22
5
14
1
4
14
30
1
10
9
3
2

Fig. 16 a

Indicii de aglomerare ai similizăpezii sînt daţi în tabela 3.

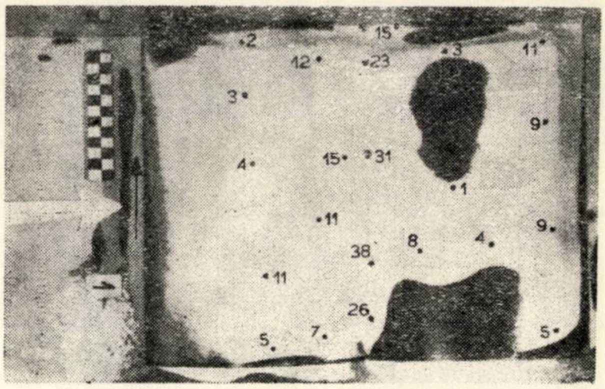

2
15
3
11
12
23
3
9
4
15
31
1
11
9
38
8
4
11
26
5
7
5

Fig. 17 a

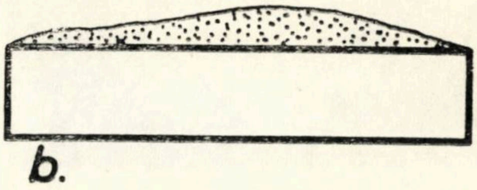


Fig. 17 b

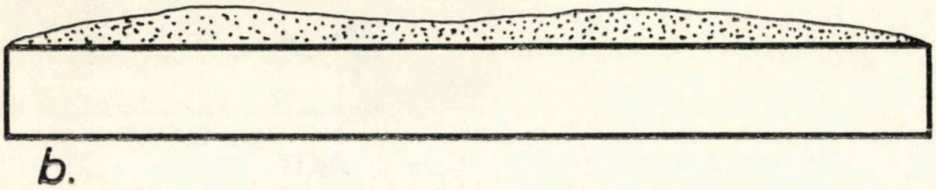


Fig. 16 b

Tabela 3

Poziţia	Faza	Indicii de aglomerare								
		Suprafaţa								
		B			C		E			F
		a_s	a_p	a_l	a_s	a_p	a_s	a_p	a_l	a_p
I	1 (fig. 15)		4,80	3,14			2,80	4,40	4,00	1,80
	2 (fig. 16)	3,16	5,00	4,14			2,98	6,00	3,70	3,80
II	1 (fig. 17)	3,65	7,60	5,30	1,93	2,20				
	2 (fig. 18)	2,89	6,60	3,56	1,86	2,20				
III	1	3,00	7,00	4,55		1,40				
	2 (fig. 19)	2,80	6,40	4,30		1,80				
IV	1	2,92	6,00	4,28			2,09	6,00	3,50	
	2	3,77	6,60	4,71						
V	1 (fig. 20)	2,18	5,40	3,93						
	2	1,90	3,20							

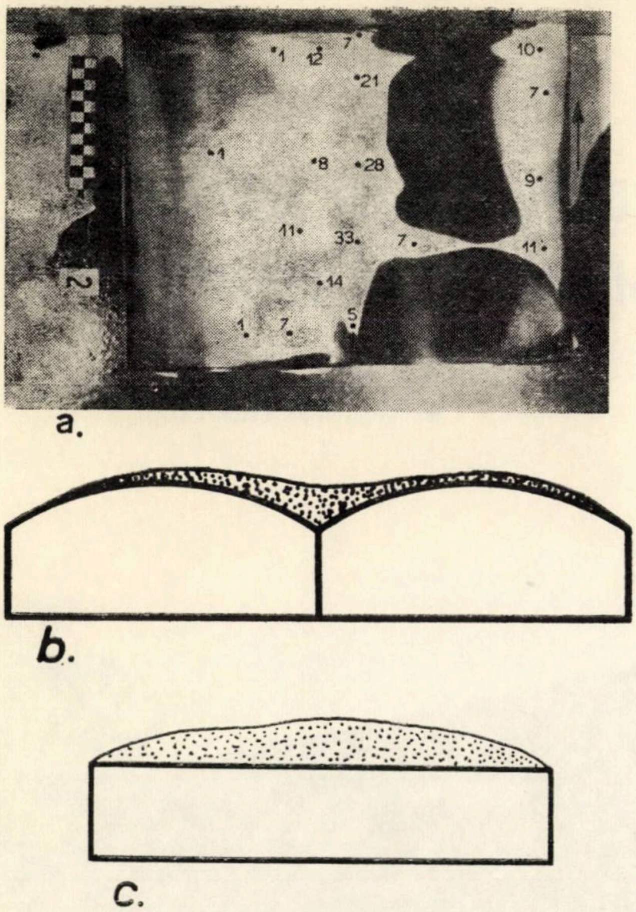

1
12
7
21
10
7
1
8
28
9
11
33
7
11
14
1
7
5
2
a.
b.
c.

Fig. 18

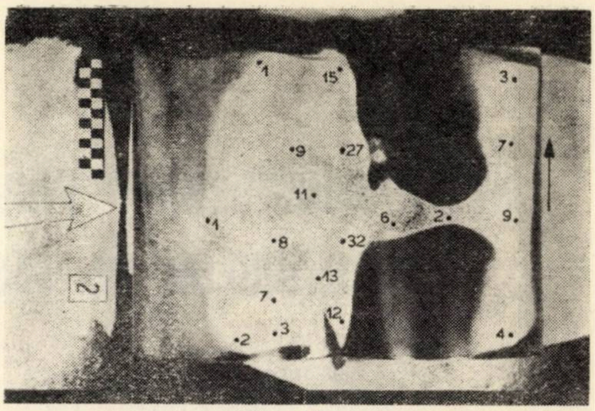

1
15
3
9
27
7
11
6
2
9
1
8
32
13
7
12
2
3
4
2

Fig. 19

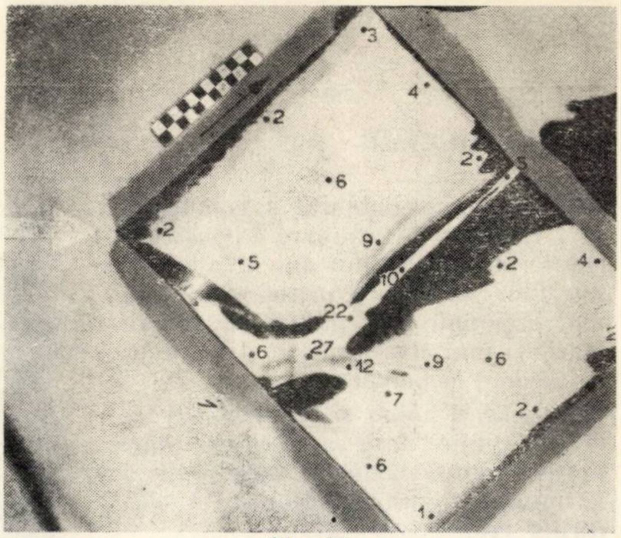
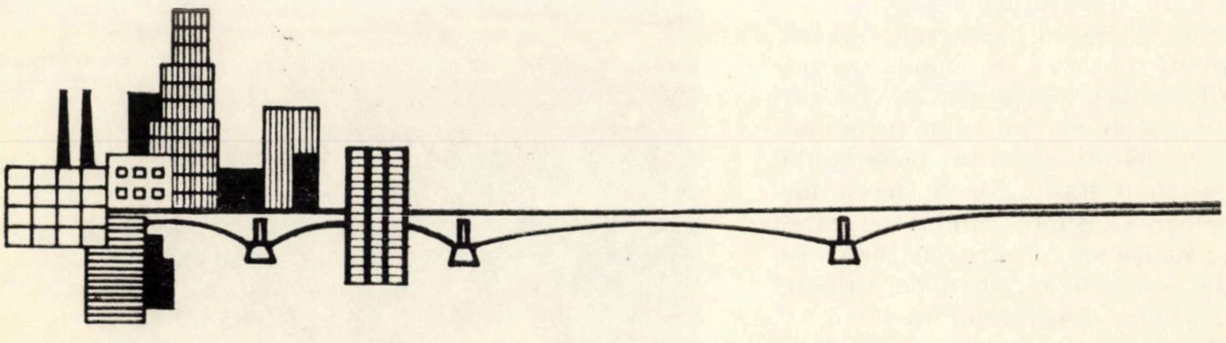

3
4
2
2
5
6
2
9
5
10
2
4
22
27
6
12
9
6
7
2
6
1

Fig. 20

Pe suprafețele B, E, unde se aglomerează similizăpadă, în special în dolii, indicii de aglomerare au valorile: $a_s = 1{,}90 - 3{,}77$; $a_p = 3{,}20 - 7{,}60$; $a_l = 3{,}14 - 5{,}30$. Pe celelalte suprafețe, similizăpada se aglomerează izolat (C, F) sau are grosimi mai mici decît Z_0.

Primit la redacție la 24 iulie 1973



CZ 624.012.33.002

UNELE CONSIDERAȚII PRIVIND DISPUNEREA ȘI ALCĂTUIREA ROSTURILOR DE TASARE-DILATAȚIE LA CLĂDIRI

Ing. GHEORGHE MOMANU
Institutul politehnic Galați

Ing. VLADIMIR D. DIANU
Institutul de proiectări Galați

1. INTRODUCERE

Creșterea necontenită a volumului și a ritmului de realizare a construcțiilor a dus în ultimii ani la adoptarea unor sisteme constructive noi, mai raționale din punct de vedere static și mai avantajoase din punct de vedere economic.

Aplicarea noilor sisteme constructive impune însă adoptarea unor măsuri complementare, care să ducă la buna și sigura funcționare a clădirilor respective.

Printre problemele complementare cărora nu li s-a acordat suficientă atenție este și cea a rosturilor de tasare-dilatație. Desigur că o astfel de omisiune n-a rămas fără consecințe, manifestate uneori prin prejudicii destul de importante (fig. 1, 2 și 3).

Experiența acumulată în ultima vreme din cercetări, proiectări și din comportarea în timp a construcțiilor fundate pe terenuri puternic și neuniform tasabile a permis stabilirea unor noi principii de proiectare și realizare a rosturilor la clădiri.

Pînă în prezent, literatura de specialitate [4], [7] recomanda ca rosturile de tasare-dilatație să fie stabilite, ca dimensiuni, funcție de lungimea clădirii, natura materialului și sistemul static. Nu se făcea nici o remarcă asupra rolului pe care-l au : înălțimea clădirii, natura terenului de fundare, clasa construcției etc. asupra dimensiunii rostului.

Evident că aceste elemente își au rolul și importanța lor în stabilirea și alcătuirea rosturilor la clădiri, și influența lor nu poate fi neglijată.

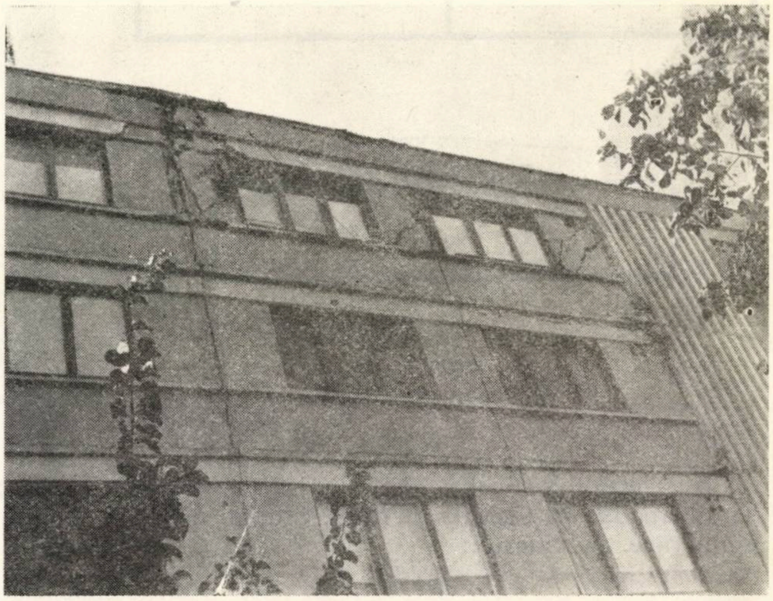


Fig. 1 — Comportarea rosturilor clădirilor ca urmare a tasării terenului.

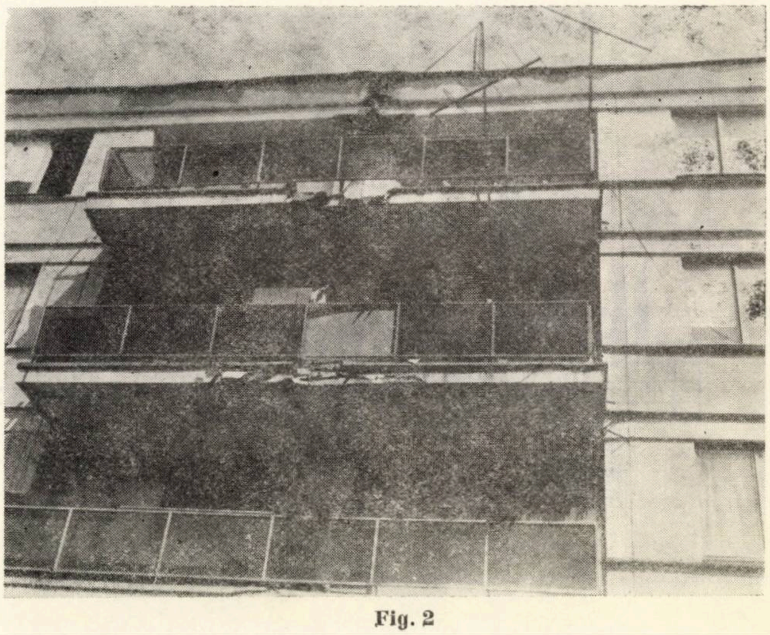


Fig. 2

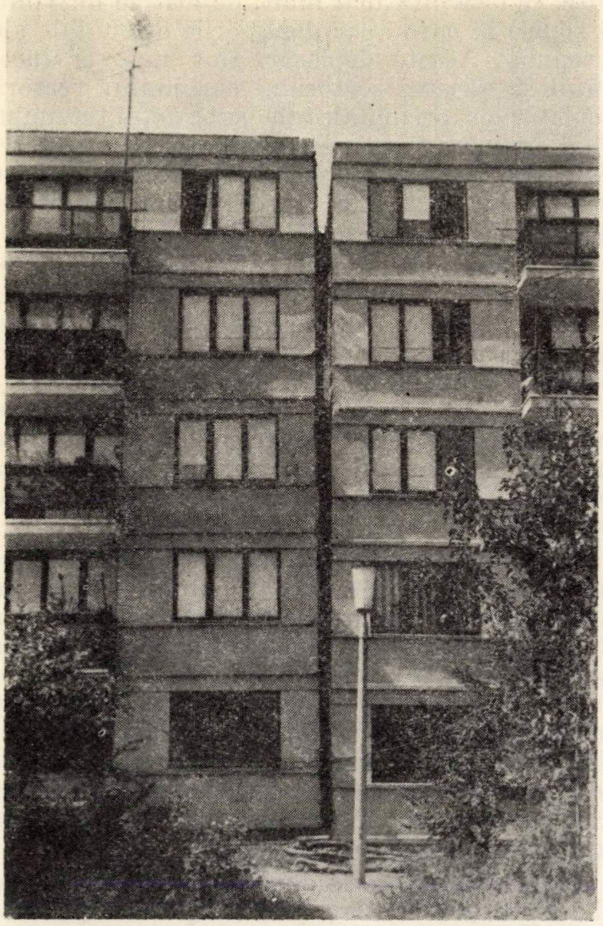


Fig. 3

2. ROSTURI DE TASARE-DILATAȚIE LA CLĂDIRI

2.1. Considerații generale

Rosturile la clădiri sînt practicate în scopul limitării efectelor de dilatație-contracție, ale tasărilor diferențiate și ale seismelor. Dacă rosturile de dilatație-contracție și cele antiseismice au intrat în practica uzuală, fără a mai pune probleme importante de elucidat, rosturile de tasare ridică încă probleme importante, în special la clădirile amplasate pe terenuri la care sînt posibile tasări mari și neuniforme.

În cele ce urmează vor fi prezentate unele considerații asupra rezolvării rosturilor de tasare ale clădirilor amplasate pe terenuri ce pot avea tasări mari și neuniforme, știind că dacă acestea sînt rezolvate corect, implicit sînt rezolvate și rosturile antiseismice și de dilatație-contracție.

După cum se știe, terenurile de fundare alcătuite din pămînturi loessoide încadrate în grupa B, cu grosime mare, chiar în cazul consolidării lor cu piloți de pămînt sau cu maiul greu, prin inundare suferă tasări mari și neuniforme, care antrenează după ele apariția unor importante eforturi în structura de rezistență a clădirii, soldate de cele mai multe ori cu deteriorarea clădirii. Studiile făcute asupra tasării clădirilor de locuit amplasate pe astfel de terenuri [9] au stabilit că la blocurile cu P+4 E, ale căror fronturi au necesitat rosturi de tasare, valorile maxime ale tasărilor au variat de la 37,5÷89,2 cm, înclinările maxime longitudinale variind și ele între 3,7÷9%. Datorită acestor fenomene, în mai multe cazuri, cînd blocul de locuințe a suferit tasări și în special înclinări longitudinale importante, clădirea respectivă a fost atît de puternic afectată încît a fost scoasă din funcțiune (fig. 1, 2 și 3).

În afară de inclinarea longitudinală, în unele cazuri s-a observat și o deplasare orizontală care poate fi descompusă într-o componentă longitudinală și una laterală.

Fenomenele menționate, cu efectele pe care le produc, vin să demonstreze în plus că stabilirea rosturilor de tasare (a poziției, dimensiunii și a modului lor de realizare) în cazul clădirilor amplasate pe astfel de terenuri trebuie făcută pe cu totul alte criterii și baze, comparativ cu modul cum s-a procedat pînă acum.

2.2. Dimensionarea rosturilor de tasare-dilatație

Pentru stabilirea unui procedeu și a unei metodologii de dimensionare a rosturilor de tasare, în astfel de situații vom face ipoteza că elementele de rezistență ale clădirii (diafragmele — respectiv zidurile portante — planșeele și centurile) sînt dimensionate astfel încît, la cedarea parțială a terenului de fundație provocată de regulă de umectarea accidentală, tronsonul să lucreze ca un solid rigid.

De asemenea, se va considera că tasarea provenită din umectarea accidentală a terenului de fundație se produce în zona rostului de tasare — ipoteza cea mai dezavantajoasă, de altfel, pentru dimensionarea rostului — și angajează înclinarea celor două tronsoane adiacente.

Calculul lățimii rostului de tasare va fi făcut prin sumarea lățimilor rezultate ca urmare a producerii celor două fenomene menționate: înclinarea tronsoanelor și deplasarea orizontală a acestora din urmă:

$$S_t = S_i + S_0 \qquad (1)$$

2.2. a. Lățimea rostului de tasare rezultată din înclinarea tronsoanelor

Ținînd seama de elementele și notațiile din fig. 4 vom avea:

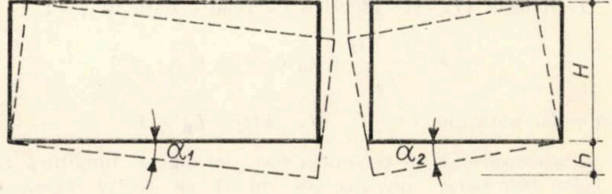


Fig. 4 — Tasarea tronsoanelor în zona rostului

$$S_i \geqslant L_1(1-\cos\alpha_1)+L_2(1-\cos\alpha_2)+$$
$$+H(\sin\alpha_1+\sin\alpha_2) \qquad (2)$$

dar cum : $\sin\alpha_1=\dfrac{h}{L_1}$ și $\sin\alpha_2=\dfrac{h}{L_1}$ (3)

vom avea :

$$S_i \geqslant (\sqrt{L_1^2-h^2}-L_1+\sqrt{L_2^2-h^2}-L_2)+$$
$$+H\left(\frac{h}{L_1}+\frac{h}{L_2}\right) \qquad (4)$$

Deoarece suma termenilor din prima paranteză are valori apropiate de zero, se poate scrie cu destulă exactitate :

$$S_i \geqslant H\left(\frac{h}{L_1}+\frac{h}{L_2}\right) \qquad (4)$$

Dacă $L_1=L_2=L$, rezultă : $S_i \geqslant 2h\dfrac{H}{L}$ (5)

Se observă că lățimea rostului rezultată din înclinarea tronsoanelor este direct proporțională cu înălțimea tronsoanelor și cu tasarea.

O lungime mai mare a tronsonului duce la o lățime mai mică a rostului, însă se cunoaște că lungimea tronsonului este limitată atît de fenomenul de dilatare, cît și de condiția de a se comporta ca un solid rigid.[1].

2.2. b. Lățimea rostului de tasare rezultată din deplasările orizontale ale tronsoanelor

Deplasările orizontale ale tronsoanelor au un rol important în stabilirea lățimii rostului de tasare în cazul clădirilor amplasate pe terenuri sensibile la umezire încadrate în grupa B.

Factorul caracteristic și determinant al acestui gen de deplasări îl constituie curbarea suprafeței terenului prăbușit la inundare sub greutatea proprie, ca urmare a modificării stării de eforturi în teren sub influența umezirii lui pe o anumită grosime. Datele experimentale [6] au arătat că aceste deplasări apar după ce s-a ajuns, în urma înmuierii terenului, la o tasare specifică prin prăbușire de 5÷15 mm/m și că ele cresc pe măsura creșterii acesteia.

Deplasările orizontale apar, practic, în limitele zonelor în care se produc deformațiile neuniforme ale terenului (fig. 5 *b*), și anume pe porțiunile curbilinii ale suprafeței de teren deformate. Cu cît zonele deformate, deci zonele inundate, se dezvoltă mai mult, cu atît se dezvoltă și zonele în care apar deplasările orizontale ale terenului. Aceste deplasări sînt nule la începutul și sfîrșitul sectorului curbiliniu, vectorii deplasărilor orizontale ale suprafeței terenului fiind orientați spre centrul suprafeței umectate. Valoarea maximă a deplasării orizontale apare la mijlocul sectorului curbiliniu al suprafeței terenului prăbușit sub acțiunea inundării.

Pe platformele de dimensiuni mari, inundate, în legătură cu deplasările orizontale ale suprafeței terenului au fost observate trei zone caracteristice : o zonă a compactării, una a decompactării și o zonă neutră. Zonele compactării și decompactării cuprind sectorul curbiliniu al suprafeței deformate a terenului, prima fiind situată spre centrul zonei prăbușite. Cele două zone au lungimi aproximativ egale și suma lor va fi notată cu l_c.

În limitele zonei compactării orizontale se produce o compactare a terenului remarcată prin creșterea greutății specifice aparente cu 2—6 % ca urmare a deplasării pămîntului de la periferia zonei inundate spre centrul acesteia sub acțiunea compresiunii laterale. Un fenomen invers se produce în zona decompactării, unde apar eforturi de întindere care duc la dislocarea terenului și, implicit, la apariția unor crăpături amplasate pe porțiunea sectorului curbiliniu în care tasările tind spre zero.

Deplasările din cele două zone antrenează cu ele deplasarea construcțiilor amplasate pe acest teren. Linia de separație între cele două zone, compactată și decompactată, se caracterizează prin mărimile maxime ale deplasării orizontale

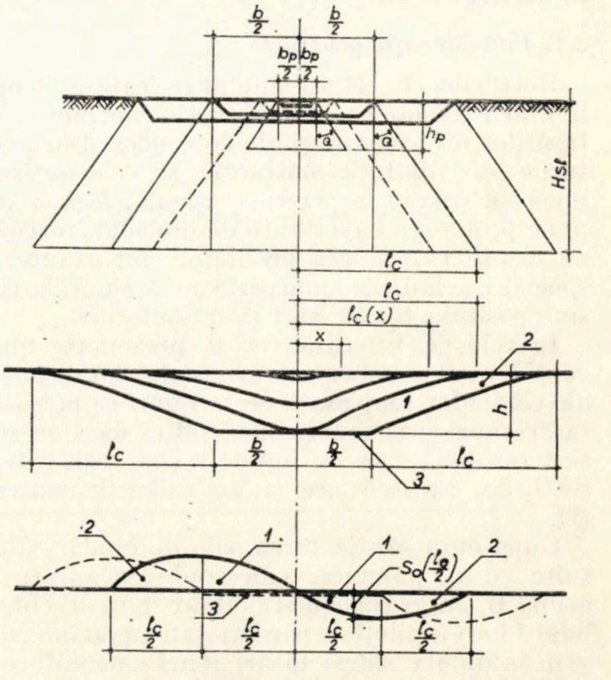


Fig. 5— Elementele tasării prin umectare la terenuri loessoide.
a — Schema împrăștierii apei pe grosimea stratului.
b — Epura prăbușirii terenului inundat.
c — Epura deplasărilor orizontale : 1. zona compactării orizontale ; 2. zona decompactării orizontale ; 3. zona neutră

---

[1] Relația (7) este identică cu relația dată în [8] :

$$a_1=\frac{2H\cdot\Delta H}{L_n}f\cdot\eta_a \text{ dacă se ia } \eta_a=1$$

și se fac notațiile $h=\Delta H_f,\quad L_n=L$

S-a considerat că terenul a fost umezit pe lungimea ambelor tronsoane simetrice în raport cu rostul, sursa de umezire fiind amplasată în dreptul rostului.

și ale înclinării curbei de tasare a terenului deformat prin prăbușire.

Sectorul orizontal de lățime b (fig. 5), în limitele căruia tasarea este determinată de înmuierea sub greutatea proprie, reprezintă zona neutră — zona fără deplasări orizontale. Această zonă lipsește în cazul lățimilor mici ale suprafeței umezite, adică pentru lățimi sub valoarea grosimii stratului sensibil la umezire.

Funcția deplasărilor orizontale în zonele de compactare și de decompactare, în cazul cînd pe teren nu este amplasată nici o construcție, poate fi aproximată prin relația :

$$S_0(x) = \frac{\varepsilon_0\, l_c}{\pi}\left(1 + \cos\frac{\pi}{l_c}\, x\right) \qquad (6)$$

unde:

l_c este lungimea de calcul a sectorului curbiliniu de tasare la înmuiere a pămîntului sub acțiunea greutății proprii ;

E_o este tasarea specifică a sectorului curbiliniu al suprafeței terenului.

Valoarea maximă a deplasării orizontale, după cum se vede, are loc pentru $x = \frac{l_c}{2}$ și este

$$S_0\left(\frac{l_c}{2}\right) = \frac{\varepsilon_0 \cdot l_c}{\pi} \qquad (7)$$

În cazul cînd pe teren este amplasată o construcție, valoarea deplasării orizontale maxime la nivelul tălpii fundației este mai mică decît cea rezultată din (7) și se determină cu relația stabilită experimental :

$$S_0 = \varepsilon_0\,(l_c - L) \qquad (8)$$

unde : L este lungimea tronsonului (se vede că pentru $l_c < L$ valoarea deplasării orizontale este nulă).

Determinarea mărimilor l_c și ε_0 care intervin în relația (8) se face cu următoarele relații :

A. *Determinarea lui* l_c (fig. 6)

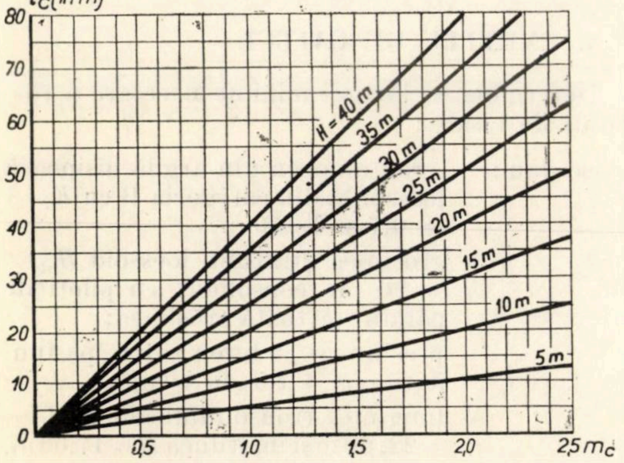


Fig. 6 — Grafic pentru determinarea lungimii l_c a sectorului curbiliniu al tasării terenului umectat

Valoarea lungimii sectorului curbiliniu se determină cu relația stabilită experimental [8] :

$$l_c = m_c \cdot H_{sl} \qquad (9)$$

unde : H_{sl} = grosimea stratului de loess, iar m_c se determină cu relația :

$$m_c = 0{,}5 + K_r \cdot \mathrm{tg}\,\theta \qquad (10)$$

în care :

K_r (a cărui valoare se găsește în tabelul 1) este coeficientul care ia în considerare creșterea sau micșorarea răspîndirii laterale a apei, ca urmare a capacității de infiltrare ;

Tabelul 1

Valorile coeficientului de infiltrare K_r

Alcătuirea pachetului de pămînt Tipul pămîntului	Strat omogen	Stratul superior este mai filtrant decît cel inferior	Stratul inferior este mai filtrant decît cel superior
Nisipuri argiloase loessoide	1,70	2,30	1,35
Argile nisipoase loessoide	1,20	1,55	1,00

θ este unghiul de răspîndire laterală a apei (tabelul 2) (în tabelul 2 sînt date valorile lungimii sectorului curbiliniu pentru diferite grosimi de teren sensibil la înmuiere, în funcție de natura terenului, unghiul de răspîndire a apei și de capacitatea de infiltrare).

Tabelul 2

Valori ale lungimii l_c (în m)

Grosimea pachetului de pămînt sensibil la înmuiere H în m	Nisipuri argiloase loessoide cu θ = 35°			Argile nisipoase loessoide cu θ = 50°		
	K_r			K_r		
	1,5	1,0	0,7	1,5	1,0	0,7
5	7,75	6,00	4,96	11,44	8,46	6,67
10	15,50	12,00	9,91	22,88	16,92	13,34
15	23,25	18,00	14,87	34,31	25,38	20,01
20	31,01	24,00	19,83	45,75	33,84	26,68
25	38,76	30,01	24,79	57,19	42,30	33,36
30	46,51	36,01	29,74	68,63	50,74	40,03

B. *Determinarea lui* ε_0

Valoarea tasării specifice a sectorului curbiliniu al suprafeței se determină cu relația, stabilită de asemenea experimental [6] :

$$\varepsilon_0 = 0{,}66\ \varepsilon_{rmed} - 3{,}3 \qquad (11)$$

în care : $\varepsilon_{rmed} = \frac{h}{l_c}$ este tasarea specifică medie a suprafeței sectorului curbiliniu.

Rezultă deci:

$$\varepsilon_0 = 0{,}66\ \frac{h}{l_c} - 3{,}3 \qquad (12)$$

Introducînd valorile expresiilor (4) și (8) în relația (1) se obține lățimea totală minimă necesară a rostului de tasare.

3. RECOMANDĂRI PRIVIND MODUL DE ALCĂTUIRE A ROSTURILOR DE TASARE

Așa cum se impune necesitatea stabilirii corecte a dimensiunilor rosturilor de tasare, la fel se impune și rezolvarea constructivă a acestora.

Avînd în vedere că rosturile dintre tronsoane rezultă mari, mergînd pînă la lățimi de 1,00 m și uneori chiar mai mult, tratarea acestora trebuie complet modificată față de cea clasică. În cazul clădirilor de locuit se recomandă ca la rost să se realizeze frontoane cu structuri care să asigure izolarea termică necesară clădirii respective.

Pentru mascarea acestor rosturi și pentru protejarea lor la partea de sus se recomandă utilizarea unor materiale elastice care să se adapteze ușor deplasărilor din zona rostului, provenite din înclinarea și deplasarea orizontală a tronsoanelor.

Una din soluțiile posibile este aceea la care, pentru mascarea laterală, se utilizează tabla galvanizată cutată, fixată de cele două tronsoane prin șuruburi (bolțuri împușcate) (fig. 7).

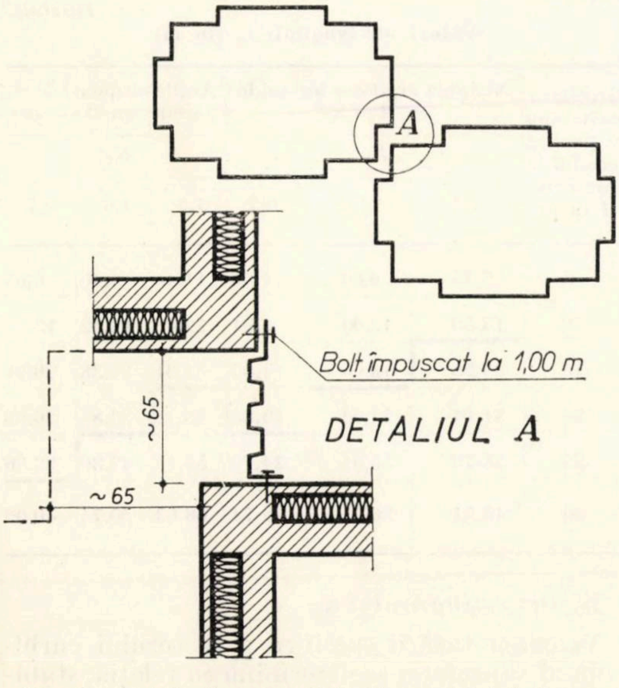


Fig. 7 — Detaliu de tratare laterală a rostului de tasare tablă zincată cutată

Pentru protejarea părții superioare a rostului se poate utiliza tabla galvanizată cu buclă, fixată prin agrafe metalice prinse de cele două atice adiacente (fig. 8).

În cazul clădirilor la care trebuie asigurat fluxul de circulație între tronsoane (școli, grădinițe, creșe etc.), rosturile vor fi amplasate în spațiul interior util. Realizarea lor este mai dificilă deoarece necesită și asigurarea unei izolații termice. Aceste rosturi pot fi tratate în interior cu tablă cutată prinsă pe profile din tablă subțire fixate pe planșeu și pe pereții laterali. La pardoseli se poate utiliza tablă striată. Izolarea termică poate fi asigurată cu pachete de polistiren expandat introduse în rost (fig. 9). În exterior, tratarea acestor rosturi se poate face ca în fig. 7 și 8.

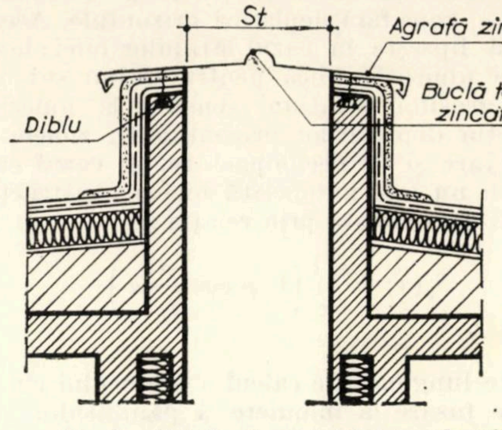


Fig. 8 — Detaliu al rostului de tasare la atic

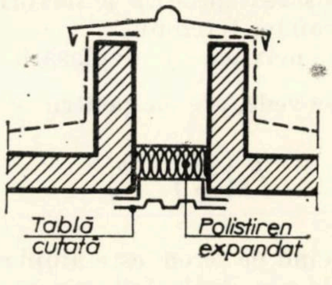


Fig. 9 — Izolarea rosturilor interioare

La rosturi de lățimi peste 1,00 m este recomandabilă fixarea tablei cutate exterioare pe un schelet metalic deformabil.

4. EXEMPLU DE CALCUL

Determinarea lățimii minime necesare a rostului de tasare:

Se dau: — teren omogen din argilă nisipoasă loessoidă din categoria B cu $K_r = 0{,}7$ și $\theta = 50°$;
— grosimea stratului loessoid $H_{sl} = 20$ m consolidat cu piloți de pămînt pe toată grosimea;
— presiunea pe teren sub talpa fundației $p = 1{,}5$ daN/cm²;
— lungimea tronsonului clădirii $L = 22{,}60$ m și înălțimea $H = 17{,}00$ m.

Tasarea sub inundare $h = 0{,}015 \times 20 = 0{,}30$ m.

Lățimea totală a rostului de tasare rezultă :
a. din înclinarea tronsoanelor :

$$S_i \geqslant 2h\frac{H}{L} + 0{,}01 = 2 \times 0{,}30\,\frac{17}{22{,}20} + $$
$$+ 0{,}01 = 0{,}461 \text{ m};$$

b. din deplasarea orizontală :

$$S_0 = \varepsilon_0\,(l_c - L) = 4{,}13\ (26{,}68 - 22{,}20) =$$
$$= 168{,}50 \text{ mm} = 0{,}169 \text{ m}$$

unde : $l_c = m_c\,H_{sl} = 20\,(0{,}5 + 0{,}7\ \text{tg}\cdot 50°) =$
$= 26{,}68$ m

$$\text{și } \varepsilon_0 = 0{,}66\left(\frac{h}{l_c} - 5\right) = 0{,}66\left(\frac{300}{26{,}68} - 5\right) = 4{,}13 \text{ mm/m}$$

Lățimea totală minimă a rostului de tasare :

$$S_t = S_i + S_0 = 0{,}461 + 0{,}169 = 0{,}630 \text{ m}$$

(Deplasarea orizontală reprezintă 27 % din lățimea totală a rostului de tasare.)

5. CONCLUZII

a. Dimensionarea rosturilor trebuie făcută prin calcul, ținîndu-se seama de factorii care influențează elementele rosturilor.

b. Nu este suficient ca dimensiunile rosturilor de tasare să se stabilească numai pe baza deplasării din înclinarea tronsoanelor, ci trebuie să se țină seama totodată și de deplasările orizontale ale lor la nivelul tălpii fundațiilor. Acestea din urmă pot avea în anume situații valori destul de mari.

c. Pentru calculele aproximative ale rosturilor de tasare la clădirile amplasate pe terenuri macroporice sensibile la umezire se pot considera următoarele valori pentru tasări specifice maxime :

Pentru terenul natural :

— tasarea sub greutatea proprie = 5—7 cm/m

— tasarea suplimentară sub sarcina de 1,5 daN/cm² = 3,5 cm/m.

Pentru terenul compactat pe toată grosimea sa, se poate considera acoperitor:

— tasarea sub greutate proprie = =0,5 cm/m

— tasarea suplimentară sub sarcina de 2,0 daN/cm² = 1,0 cm/m.

d. La dimensionarea rostului de tasare nu trebuie ținut seama de deplasările orizontale atunci cînd lungimea sectorului curbiliniu al tasării verticale a suprafeței terenului este egală sau mai mică decît lungimea tronsonului clădirii.

e. Odată cu dimensionarea rostului de tasare este necesară verificarea ca fundațiile adiacente ale tronsoanelor tasate să nu se atingă în urma rotirii.

BIBLIOGRAFIE

[1] Bally R.J. și alții : *Loessurile în construcții.* Ed. tehnică, 1971

[2] Dima Gh. și alții : *Cu privire la eficacitatea compactării pe adîncime cu piloți de pămînt la fundarea construcțiilor pe loessuri și pămînturi loessoide.* A II-a conferință de geotehnică și fundații — București, 1971.

[3] Hangan M. : *Construcții de beton armat.* Ed. tehnică, 1963

[4] Mustafaiev A.A. (pod redacției) : *Voprosî stroitelstva ghidrotehniceskih soorujenii na prosadocinîh gruntah.* Baku, 1969.

[5] Popescu V. : *Construcții metalice industriale.* Editura tehnică, 1967.

[6] * * * *Rekomandații po unifikații proiectirovania jilîh zdanii v osobîh gruntovîh usloviah SSSR.* Kiev, 1972.

[7] * * * *Studiu privind determinarea cauzelor creșterii nivelului loessului umezit în cartierele Țiglina I și Țiglina II Galați.* Referat parțial — ISCIF București, 1972.

[8] * * * *Normativul C7—1972.* Redactarea I și a II-a.

Primit la redacție la 23 martie 1973

CONSTRUCTORI!

CERCETĂTORI, PROIECTANȚI, MAIȘTRI, MUNCITORI!

Nu uitați. Pînă la 31 decembrie vă mai puteți abona la revista voastră:

„CONSTRUCȚII"

96 lei un abonament individual. Plata în numerar, prin mandat poștal sau prin virament în contul 30.10.02.00 BNRSR — Filiala sector 4 București.

CZ 330.142.21.003.2:721.021

ALEGEREA SOLUŢIILOR CONSTRUCTIVE OPTIME LA HALELE INDUSTRIALE PARTER, REALIZATE CU ELEMENTE TIPIZATE APLICÎND METODOLOGIA DE CALCUL A INDICILOR DE ECHIVALENŢĂ

Ing. IOAN T. ŞTEFĂNESCU
Inspectoratul General de Stat pentru Directivare şi Control
în Proiectarea şi Executarea Construcţiilor

Prezentul articol se încadrează într-un domeniu mai larg, acela al creşterii eficienţei economice a investiţiilor, ocupîndu-se numai de problema alegerii soluţiilor constructive optime.

El se adresează în primul rînd proiectării, unde are loc concepţia variantelor constructive, urmînd să contribuie la aplicarea unor metode care ar uşura alegerea soluţiilor constructive eficiente.

În numărul 8/1973 al revistei „Construcţii" a mai fost publicată o metodă practică de alegere a soluţiilor constructive optime în proiectare cu ajutorul indicilor tehnico-economici.

În cadrul acestui articol se reia acelaşi exemplu tratat anterior şi se face **alegerea soluţiilor constructive folosind metodologia de calcul a indicilor de echivalenţă,** ca urmare a studiului INCERC publicat în oct. 1972 (Studiu cu privire la metodologia de calcul a indicilor de echivalenţă).

Rolul indicilor de echivalenţă este ca, pentru partea de construcţii din investiţii, să înlesnească alegerea variantelor cu consum minim de resurse (ciment, metal, lemn, ore, manoperă etc), ceea ce ar aduce o contribuţie însemnată la creşterea eficienţei investiţiilor.

De aceea a apărut necesitatea stabilirii unor indici de echivalenţă care să permită exprimarea într-o unitate de măsură comună a consumurilor de resurse.

În acest mod se va putea omogeniza, însuma şi stabili în aceeaşi unitate de măsură nivelul cheltuielilor de resurse necesare la realizarea diferitelor variante constructive, devenind posibilă compararea şi alegerea variantelor constructive optime (avînd cel mai redus consum de resurse).

Aceasta va duce la reducerea consumului materialelor deficitare, a cheltuielilor de import, precum şi la sporirea posibilităţilor de export pentru materialele solicitate pe piaţa mondială. De asemenea, reducerile mai creează rezerve disponibile pentru alte sectoare ale economiei naţionale sau pentru creşterea volumului de investiţii.

Indicii de echivalenţă au forma unor coeficienţi utilizaţi pentru transformarea valorii de deviz a unor resurse în valori echivalente, în funcţie de criteriile adoptate.

Indicii de echivalenţă folosiţi pentru exemplul tratat în cadrul acestui articol au fost calculaţi ţinînd cont numai de influenţa materialelor deficitare şi a consumului de manoperă de deviz.

Nu au fost luate în considerare :

— influenţa duratei de execuţie ;
— influenţa cheltuielilor de exploatare şi întreţinere,

deoarece, la ora actuală, nu există o colecţie de date suficiente, care să permită aceasta. În momentul cînd se va crea o colecţie de date suficiente pentru fiecare ansamblu şi subansamblu de obiect, atunci vor putea fi luate în considerare şi aceste influenţe la calcularea indicilor de echivalenţă.

Pentru exemplificarea detaliată a alegerii soluţiei constructive optime, s-a considerat o tramă curentă de 24 × 6 şi 24 × 12 m a unei hale industriale parter realizată cu elemente prefabricate, conform proiectului 2150 elaborat de I.P.C.

La alegerea soluţiei constructive optime au fost luaţi în considerare următorii indicatori :

— consum ciment (kg/m^2 tramă)
— consum metal (kg/m^2 tramă)
— consum manoperă (ore/m^2 tramă)
— costul total (lei/m^2 tramă).

Obiectul final (trama curentă a halei) se realizează prin parcurgerea tuturor secvenţelor grafului, legăturile de compatibilitate fiind considerate numai între două secvenţe consecutive.

Calculul drumurilor optime s-a efectuat direct pe graful secvenţial din anexa nr. 1 şi sînt marcate astfel :

C = drum optim consum de ciment ;
M = „ „ „ de metal ;
D = „ „ „ de manoperă ;
F = „ „ reducere preţ cost.

La calculul drumurilor optime s-a folosit un algoritm similar cu cel utilizat în metoda drumului critic, cu deosebirea că operatorul aplicat este „minim" în loc de „maxim".

Drumurile optime obţinute sînt următoarele :

1. CONSUM REDUS DE CIMENT :

$$A_2 + B_4 + C_6 + D_{1,2,3} + E_{1,2} + F_2$$

2. CONSUM REDUS DE METAL:

$$A_1 + B_1 + C_2 + D_1 + E_{1,2} + F_{1,2}$$

3. CONSUM REDUS DE ORE MANOPERĂ :

$$A_1 + B_2 + C_4 + D_1 + E_{1,2} + F_1.$$

4. REDUCERE PREŢ DE COST :

$$A_1 + B_1 + C_2 + D_2 + E_2 + F_1.$$

În acelaşi mod a fost calculat şi drumul cel mai defavorabil din punct de vedere al preţului de cost, care este următorul :

$$A_2 + B_6 + C_6 + D_1 + E_1 + F_2.$$

Acest drum a fost determinat urmărind valorile cele mai mari ale preţului de cost.

În continuare, în anexa nr. 2 s-a prezentat un exemplu de calcul al indicilor de echivalenţă pentru primele 12 subansambluri din graful secvenţial (anexa nr. 1).

Pentru fiecare variantă de subansamblu în parte s-a calculat efortul total prin exprimarea în lei a diverselor influenţe cu ajutorul următoarei formule :

$$E_i = D_i + \sum_{j=1}^{n} M_{ij} + H_i$$

în care :

i = 1.... m numărul variantelor din proiect;
j = 1 .... n numărul materialelor deficitare;
E_i = efortul total referitor la varianta de subansamblu i,
D_i = preţul de deviz al variantei i,
M_{ij} = influenţa materialului deficitar j;
H_i = influenţa manoperei.

După cum se observă din formulă, costului de deviz i se adaugă „regretul" (exprimat în lei) aferent utilizării materialelor deficitare şi manoperei ce depăşeşte nivelul optim. *Astfel, valoarea de deviz rezultată (corectată) cea mai mică este cea mai avantajoasă.*

Influenţa materialelor deficitare a fost calculată cu formula :

$$M = (K - 1)\, q_i \cdot p_i = \text{lei } (\pm)$$

în care :

$$K = K_q \cdot K_p = \frac{q_i}{q_a} \cdot \frac{\hat{p}_i}{p_i}$$

unde :

K_q = gradul de acoperire cantitativă a resursei, adică raportul dintre cantitatea efectivă consumată q_i şi cantitatea admisibilă la consum, q_a, a resursei i;

K_p = este raportul între preţul unitar internaţional $\hat{p}_i$ şi cel intern p_i al resursei i.

Pentru a exprima cît mai corect raportul dintre preţul extern şi cel intern, preţurile trebuie să fie stabilite în condiţii franco-frontieră sau port R.S.R.

Astfel, la export, preţul intern complet de export se formează din preţul cu ridicata al întreprinderii, la care se adaugă cheltuielile de circulaţie pînă la frontiera română, cheltuieli speciale de export, ambalaje etc.

În calcul s-au folosit preţurile externe din studiul INCERC specificat la începutul articolului.

Drept consumuri admisibile ale materialelor deficitare, q_a, au fost folosite cele care se aflau pe drumurile optime calculate anterior pentru fiecare variantă în parte.

În privinţa consumului de metal, a fost necesar ca oţelul-beton să fie exprimat în echivalent OB 38, folosind următorii coeficienţi de echivalenţă :

— pentru STM 1,40;
— „ PC 52 1,25;
— „ OB 38 1,00;
— „ + BP 3,00.

Exemplu : Varianta B_1 avea iniţial un consum de metal de 18,83 kg care, fiind transformat în echivalent OB 38, a rezultat cantitatea de 24,11 kg/m^2 tramă.

Aceste calcule au fost efectuate numai la variantele care în alcătuirea lor aveau şi alte oţeluri speciale în afară de OB 38.

De asemenea, din cantităţile de metal au fost separate laminatele şi aluminiul care aveau alte preţuri în comparaţie cu oţelul-beton.

Influenţa manoperei a fost calculată cu formula :

$$H_i = (K - 1)\, h_i \cdot C_i = \text{lei } (\pm)$$

în care :

K = este raportul dintre consumul efectiv de ore lei consumate pe şantier pentru realizarea fiecărei variante în parte şi consumul admisibil de ore h_a.

C_i = costul mediu al orei de lucru în construcţii care a fost luat din metodologia INCERC;

$C = 0{,}7 \times 6{,}25 + 0{,}3 \times 5{,}15 = 5{,}92$ lei/oră.

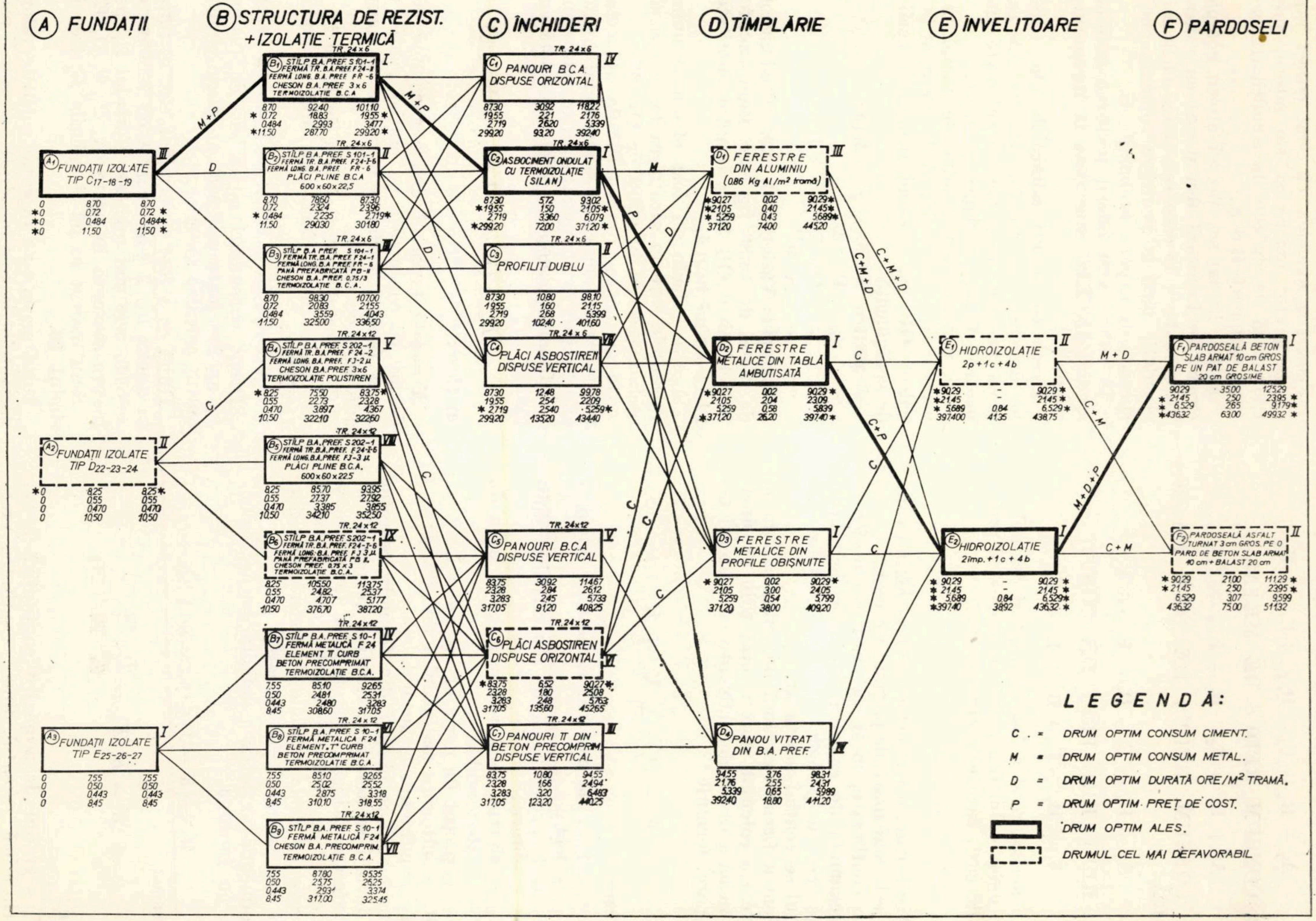
Drept consumuri admisibile de manoperă, h_a, au fost luate cele care se găsesc pe drumul optim calculat anterior.

După ce a fost determinat efortul total E_i, în anexa nr. 2 s-au marcat cu linii îngroşate valorile cele mai mici ale efortului E_i pentru fiecare secvenţă în parte (A, B, C, D, E, F).

S-au marcat la fel şi valorile D_i trecute în rîndul 16.

După aceea s-au raportat celelalte valori ale variantelor la cele încadrate anterior şi procentele au fost trecute pe rîndul 21, atît pentru D_i, cît şi pentru E_i.

ANEXA 1


A FUNDAȚII
B STRUCTURA DE REZIST. + IZOLAȚIE TERMICĂ
C ÎNCHIDERI
D TÎMPLĂRIE
E ÎNVELITOARE
F PARDOSELI
A1 FUNDAȚII IZOLATE TIP C17-18-19
III
0 8.70 8.70
*0 0.72 0.72 *
0 0.484 0.484
*0 11.50 11.50 *
A2 FUNDAȚII IZOLATE TIP D22-23-24
II
0 8.25 8.25
0 0.55 0.55
0 0.470 0.470
0 10.50 10.50
A3 FUNDAȚII IZOLATE TIP E25-26-27
I
0 7.55 7.55
0 0.50 0.50
0 0.443 0.443
0 8.45 8.45
M+P
D
C
TR. 24×6
B1 STÎLP B.A. PREF. S 101-1 FERMĂ TR. B.A. PREF. F 24-II FERMĂ LONG. B.A. PREF. FR-6 CHESON B.A. PREF. 3×6 TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
I
8.70 92.40 101.10
* 0.72 18.83 19.55 *
0.484 2.993 3.477
*11.50 287.70 299.20 *
TR. 24×6
B2 STÎLP B.A. PREF. S 101-1 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24-I-6 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FR-6 PLĂCI PLINE B.C.A 600×60×22,5
II
8.70 78.60 87.30
0.72 23.24 23.96
* 0.484 2.235 2.719*
11.50 290.30 301.80
TR. 24×6
B3 STÎLP B.A. PREF. S 101-1 FERMĂ TR. B.A. PREF. F 24-1 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FR-6 PANĂ PREFABRICATĂ PB-II CHESON B.A. PREF. 0.75/3 TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
III
8.70 98.30 107.00
0.72 20.83 21.55
0.484 3.559 4.043
11.50 325.00 336.50
TR. 24×12
B4 STÎLP B.A. PREF. S 202-1 FERMĂ TR. B.A. PREF. F 24-2 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FJ-2 µ CHESON B.A. PREF. 3×6 TERMOIZOLAȚIE POLISTIREN
V
* 8.25 75.50 83.75*
0.55 22.73 23.28
0.470 3.897 4.367
10.50 322.10 322.60
TR. 24×12
B5 STÎLP B.A. PREF. S 202-1 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24-I-6 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FJ-3 µ PLĂCI PLINE B.C.A. 600×60×22.5
VIII
8.25 85.70 93.95
0.55 27.37 27.92
0.470 3.385 3.855
10.50 342.10 352.50
TR. 24×12
B6 STÎLP B.A. PREF. S 202-1 FERMĂ TR. B.A. PREF. F24-I-6 FERMĂ LONG. B.A. PREF. FJ 3 µ PANĂ PREFABRICATĂ PB II. CHESON PREF. 0.75×3 TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
IX
8.25 105.50 113.75
0.55 24.82 25.37
0.470 4.707 5.177
10.50 376.70 387.20
TR. 24×12
B7 STÎLP B.A. PREF. S 10-1 FERMĂ METALICĂ F 24 ELEMENT Π CURB BETON PRECOMPRIMAT TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
IV
7.55 85.10 92.65
0.50 24.81 25.31
0.443 2.480 3.283
8.45 308.60 317.05
TR. 24×12
B8 STÎLP B.A. PREF. S 10-1 FERMĂ METALICA F 24 ELEMENT „T" CURB BETON PRECOMPRIMAT TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
VI
7.55 85.10 92.65
0.50 25.02 25.52
0.443 2.875 3.318
8.45 310.10 318.55
TR. 24×12
B9 STÎLP B.A. PREF. S 10-1 FERMĂ METALICĂ F24 CHESON B.A. PRECOMPRIM. TERMOIZOLAȚIE B.C.A.
VII
7.55 87.80 95.35
0.50 25.75 26.25
0.443 2.931 3.374
8.45 317.00 325.45
M+P
D
C
TR. 24×6
C1 PANOURI B.C.A. DISPUSE ORIZONTAL
IV
87.30 30.92 118.22
19.55 2.21 21.76
2.719 2.620 5.339
299.20 93.20 392.40
TR. 24×6
C2 ASBOCIMENT ONDULAT CU TERMOIZOLAȚIE (SILAN)
I
87.30 5.72 93.02
19.55 1.50 21.05
2.719 3.360 6.079
*299.20 72.00 371.20 *
TR. 24×6
C3 PROFILIT DUBLU
II
87.30 10.80 98.10
19.55 1.60 21.15
2.719 2.68 5.399
299.20 102.40 401.60
TR. 24×6
C4 PLĂCI ASBOSTIREN DISPUSE VERTICAL
VII
87.30 12.48 99.78
19.55 2.54 22.09
* 2.719 2.540 5.259*
299.20 135.20 434.40
TR. 24×12
C5 PANOURI B.C.A DISPUSE VERTICAL
V
83.75 30.92 114.67
23.28 2.84 26.12
3.283 2.45 5.733
317.05 91.20 408.25
TR. 24×12
C6 PLĂCI ASBOSTIREN DISPUSE ORIZONTAL
VI
83.75 6.52 90.27
23.28 1.80 25.08
3.283 2.48 5.763
317.05 135.60 452.65
TR. 24×12
C7 PANOURI Π DIN BETON PRECOMPRIM. DISPUSE VERTICAL
III
83.75 10.80 94.55
23.28 1.66 24.94
3.283 3.20 6.483
317.05 123.20 440.25
M
P
D
C
D1 FERESTRE DIN ALUMINIU (0.86 Kg Al/m² tramă)
III
90.27 0.02 90.29
21.05 0.40 21.45
* 5.259 0.43 5.689*
371.20 74.00 445.20
D2 FERESTRE METALICE DIN TABLĂ AMBUTISATĂ
I
*90.27 0.02 90.29 *
21.05 2.04 23.09
5.259 0.58 5.839
*371.20 26.20 397.40 *
D3 FERESTRE METALICE DIN PROFILE OBIȘNUITE
I
* 90.27 0.02 90.29*
21.05 3.00 24.05
5.259 0.54 5.799
371.20 38.00 409.20
D4 PANOU VITRAT DIN B.A. PREF.
IV
94.55 3.76 98.31
21.76 2.55 24.31
5.339 0.65 5.989
392.40 18.80 411.20
C+M+D
C+M+D
C
C+P
C
E1 HIDROIZOLAȚIE 2p+1c+4b
II
*90.29 - 90.29 *
*21.45 - 21.45 *
* 5.689 0.84 6.529*
397.400 41.35 438.75
E2 HIDROIZOLAȚIE 2împ.+1c+4b
I
* 90.29 - 90.29 *
* 21.45 - 21.45 *
* 5.689 0.84 6.529*
*397.40 38.92 436.32 *
M + D
C + M
M+D+P
C + M
F1 PARDOSEALĂ BETON SLAB ARMAT 10 cm GROS PE UN PAT DE BALAST 20 cm GROSIME
I
90.29 35.00 125.29
* 21.45 2.50 23.95 *
* 6.529 2.65 9.179*
*436.32 63.00 499.32 *
F2 PARDOSEALĂ ASFALT TURNAT 3 cm GROS. PE O PARD. DE BETON SLAB ARMAT 40 cm + BALAST 20 cm
II
* 90.29 21.00 111.29 *
* 21.45 2.50 23.95 *
6.529 3.07 9.599
436.32 75.00 511.32
LEGENDĂ:
C = DRUM OPTIM CONSUM CIMENT.
M = DRUM OPTIM CONSUM METAL.
D = DRUM OPTIM DURATĂ ORE/M² TRAMĂ.
P = DRUM OPTIM PREȚ DE COST.
DRUM OPTIM ALES.
DRUMUL CEL MAI DEFAVORABIL

Pentru a se evidenția soluțiile cele mai eficiente, în rîndul 22 s-au trecut clasele de prioritate pentru D_i și E_i.

Soluțiile cele mai avantajoase din punct de vedere al consumului redus de resurse și preț de cost au clasa de prioritate I și în continuare, s-au marcat clasele de prioritate la toate variantele (subansamblurile celelalte, în funcție de procentele obținute în rîndul 21).

Clasele de prioritate obținute pentru E_i au fost trecute și în anexa nr. 1, la fiecare variantă de subansamblu în parte.

Dacă vom admite că un drum complet parcurs în acest graf este o „politică", iar fiecare variantă de subansamblu în parte constituie o subpolitică, putem aplica teorema de optimalitate a lui Bellman : „O politică optimă nu poate fi formată decît din subpolitici optime".

Rezultă că, în cazul nostru, politica optimă (drumul optim) căutată trebuie să fie formată numai din subpolitici (variante de subansamblu) optime.

Deci **drumul optim** căutat, care este cel mai favorabil din punct de vedere al consumului redus de : ciment, metal, manoperă și preț de cost, **este acela care are în componența sa numai variante de subansamblu cu gradul de prioritate I.**

Se observă din graf că drumul optim căutat este următorul :

$$\boxed{\mathbf{A}_1 + \mathbf{B}_1 + \mathbf{C}_2 + \mathbf{D}_2 + \mathbf{E}_2 + \mathbf{F}_1}$$

În componența acestui drum optim există o singură excepție, și anume : în cadrul secvenței A condițiile de compatibilitate nu au admis ca în componența drumului să intre varianta A_3 în locul variantei A_1.

La fel, se poate determina și soluția cea mai defavorabilă, considerînd drumul care unește subansamblurile cu gradul cel mai mare de prioritate, cu condiția ca să se țină cont de condițiile de compatibilitate respective.

Avantajele acestei metode de optimizare, față de aceea tratată în articolul publicat în Nr. 8/1973 al revistei, sînt următoarele :

1) La alegerea drumului optim, numărul de variante ale subansamblurilor poate fi nelimitat.

În cazul primei metode, se putea alege optimul numai între două variante de subansamblu. În cazul a mai mult de două variante, metoda nu mai putea fi aplicată.

2) Prin clasele de prioritate determinate, se dă posibilitatea decidentului de a efectua o mai bună comparare și alegere a variantelor eficiente.

Dacă totuși condițiile locale nu permit executarea unui subansamblu care se găsește pe drumul optim calculat, atunci gradele de prioritate dau posibilitatea decidentului de a alege soluția imediat următoare care corespunde întocmai condițiilor locale, ținînd în permanență cont de condițiile de compatibilitate respective.

Din acest exemplu analizat rezultă că prin introducerea optimizării la alegerea varian-

ANEXA 2

CALCULUL VALORILOR DE CORECTARE PENTRU MATERIALELE DEFICITARE (ΣM_i).

NR. CRT.	TERMENII CE ALCĂTUIESC VALOAREA DE CORECTARE	SUBANSAMBLUL																										
		A_1		A_2		A_3		B_1		B_2		B_3		B_4		B_5		B_6		B_7			B_8			B_9		
		C	OB	C	OB	C	OB	C	OB	C	OB	C	OB	C	OB	C	OB	C	OB	C	OB	L	C	OB	L	C	OB	L
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
1	q_i = Kg.	8,70	0,72	8,25	0,55	7,55	0,50	92,40	24,11	78,60	30.97	98,30	27,24	75,50	29,69	85,70	37,28	105,50	33,36	85,10	9,72	19,51	85,10	9,96	19,51	87,80	10,83	19,51
2	q_a = Kg.	8.25	0.72	8,25	0,72	8,25	0,72	75,50	24,11	75,50	24,11	75,50	24,11	75,50	24,11	75,50	24,11	75,50	24,11	75,50	4,60	19,51	75,50	4,60	19,51	75,50	4,60	19,51
3	$K_q = q_i / q_a$	1,054	1,000	1,000	0,764	0,915	0,694	1,224	1,000	1,041	1,284	1,302	1,130	1,000	1,231	1,135	1,546	1,400	1,383	1,127	2.113	1,000	1,127	2,165	1,000	1,163	2,354	1,000
4	$\hat{p}$ = lei/Kg	0,31	3,346	0,31	3,346	0,31	3,346	0,31	3,346	0,31	3,346	0,31	3,346	0,31	3,346	0,31	3,346	0,31	3,346	0,31	3,346	4,167	0,31	3,346	4,167	0,31	3,346	4,167
5	p_i = lei/Kg.	0,26	2,94	0,26	2,94	0,26	2,94	0,26	2,94	0,26	2,94	0,26	2,94	0,26	2,94	0,26	2,94	0,26	2,94	0,26	2,94	3,30	0,26	2,94	3,30	0,26	2,94	3,30
6	$K_p = \hat{p}/p$	1,192	1,138	1,192	1,138	1,192	1,138	1,192	1,138	1,192	1,138	1,192	1,138	1,192	1,138	1,192	1,138	1,192	1,138	1,192	1,138	1,263	1,192	1,138	1,263	1,192	1,138	1,263
7	$K = K_q \times K_p$	1,256	1,138	1,192	0,869	1,091	0,790	1,459	1,138	1,241	1,461	1,552	1,286	1,192	1,401	1,353	1,759	1,669	1,574	1,343	2,405	1,263	1,343	2,464	1,263	1,386	2,679	1,263
8	$q_i \times p_i$ = lei	2,26	2,11	2,15	1,62	1,96	1,47	24,02	70.88	20.44	91.05	25,56	80,09	19.63	87,29	22,28	109,60	27,43	98,08	22,13	28,58	64,38	22,13	29,28	64,38	22,83	31,84	64,38
9	$M=(K-1)q_i \times p_i$ = lei (±)	+0,58	+0,29	+0,41	−0,21	+0,18	−0,31	+11,03	+9,78	+4,93	+41,97	+14,11	+22,91	+3,77	+35,00	+7,86	+83,19	+18,35	+56,30	+7,59	+40,15	+16,93	+7,59	+42,87	+16,93	+8,81	+53,46	+16,93
10	ΣM_i = lei (±)	+0,87		+0,20		−0,13		+20,81		+46,90		+37,02		+38,77		+91,05		+74,65		+64,67			+67,39			+79,20		

CALCULUL VALORII DE CORECTARE A MANOPEREI (H_i).

		A_1	A_2	A_3	B_1	B_2	B_3	B_4	B_5	B_6	B_7	B_8	B_9
11	h_i = ore	0,484	0,470	0,443	2,993	2,235	3,559	3,897	3,385	4,707	2,480	2,875	2,931
12	h_a = ore	0,484	0,484	0,484	2,235	2,235	2,235	2,235	2,235	2,235	2,235	2,235	2,235
13	$K_i = h_i / h_a$	1,000	0,971	0,915	1,334	1,000	1,592	1,743	1,510	2,106	1,110	1,284	1,311
14	$h_i \times C_i$ = lei	2,87	2,87	2,62	17,72	13,23	21,07	23,07	20,04	27,86	14,68	17,02	17,35
15	$H_i=(K-1)h_i \times C_i$ = lei (±)	–	−0,08	−0,22	+5,92	–	+12,47	+17,16	+10,22	+30,81	+1,61	+4,83	+5,40

CALCULUL EFORTULUI TOTAL (E_i).

			A_1	A_2	A_3	B_1	B_2	B_3	B_4	B_5	B_6	B_7	B_8	B_9
16	D_i = lei		11,50	10,50	8,45	287,70	290,30	325,00	322,10	342,10	376,70	308,60	310,10	317,00
17	ΣM_i = lei		+0,87	+0,20	−0,13	+20,81	+46,90	+37,02	+38,77	+91,05	+74,65	+64,67	+67,39	+79,20
18	H_i = lei		–	−0,08	−0,22	+5,92	–	+12,47	+17,16	+10,22	+30,81	+1,61	+4,83	+5,40
19	VALOARE DE CORECTARE Δ = lei		+0,87	+0,12	−0,35	+26,73	+46,90	+49,49	+55,93	+101,27	+105,46	+66,28	+72,22	+84,60
20	EFORTUL TOTAL (E_i) = lei		12,37	10,62	8,10	314,43	337,20	374,49	378,01	443,37	482,16	374,88	382,32	401,60
21	%	D_i	136	124	100	100	101	113	112	119	131	107	108	110
		E_i	156	131	100	100	107	119	120	141	153	119,2	122	128
22	CLASA DE PRIORITATE	D_i	III.	II.	I.	I.	II.	VII.	VI	VIII.	IX.	III.	IV.	V.
		E_i	III.	II.	I.	I.	II.	III.	V.	VIII.	IX.	IV.	VI.	VII.

LEGENDĂ :
q_i = CONSUM EFECTIV.
q_a = CONSUM ADMISIBIL.
K_q = GRADUL DE ACOPERIRE CANTITATIVĂ
$\hat{p}$ = PREȚ UNITAR EXTERN.
p = PREȚ UNITAR INTERN
$K_p = \hat{p}/p$
h_i = ORE MANOPERĂ EFECTIVE (PE M^2 TRAMĂ)
h_a = ORE MANOPERĂ ADMISIBILE
C_i = PREȚ UNITAR MEDIU-ORĂ MANOPERĂ
C = CONSUM CIMENT
OB = CONSUM OȚEL BETON
L = CONSUM LAMINATE

telor în faza de proiectare, se vor putea aduce economii însemnate prin ieftinirea lucrărilor de construcții.

Această metodă ar trebui aplicată în faza de proiectare STE, deoarece numai în acest fel s-ar realiza în mod efectiv și pe baze științifice compararea variantelor disponibile și alegerea celei mai economice.

Modul actual de înlocuire a STE nu permite însă aplicarea generalizată a metodei indicilor de echivalență, deoarece STE-urile nu conțin toate datele necesare. În general, ele conțin un studiu mai aprofundat al unei singure variante (cea recomandată) și nici pentru aceasta nu se evaluează cu suficientă precizie toți indicatorii necesari (consum de resurse, manoperă, durată cheltuieli de exploatare — întreținere etc).

O măsură eficientă, care ar înlesni aplicarea optimizării cu ajutorul indicilor de echivelență la faza de STE, ar fi includerea în fișele de indici tehnico-economici ce se întocmesc la faza de PE, a indicilor de echivalență realizați pe părțile componente ale obiectului proiectat, acesta fiind considerat ca o reuniune de părți componente (subansambluri) rațional delimitate, interșanjabile și cu posibilități de combinare în diverse moduri.

Primit la redacție la 12 iunie 1973

BIBLIOGRAFIE

[1] Kaufmann A., Desbazeile G. : *Metoda drumului critic.* București, Editura tehnică, 1967.

[2] Avram M., Ștefănescu I., Lazăr S. : *Metode și modele de alegere a soluțiilor constructive optime în planificare și proiectare cu ajutorul indicilor tehnico-economici.* INCERC, iunie 1972.

[3] * * * *Studiu de fundamentare a acțiunii de detaliere a clasificării obiectelor de construcții pe părți de obiecte, ansambluri și subansambluri de construcții.* INCERC 1973.

[4] * * * *Studiu cu privire la metodologia de calcul a indicilor de echivalență.* INCERC, octombrie 1972.

[5] Bîrsan O., Anastasiu O., Georgescu I. : *Conducere științifică și cercetare operațională în construcții.* București, Editura tehnică, 1968.

CZ 697.413

Dimensionarea conductelor instalațiilor de încălzire centrală cu circulație prin pompe utilizînd viteze economice de circulație a agentului termic

Șef de lucrări ing. **HORIA BUSUIOC** și șef de lucrări ing. **ȘTEFAN VINTILĂ**
Institutul de construcții București. Facultatea de instalații

În calculul pentru dimensionarea rețelelor interioare de încălzire centrală, la care circulația agentului termic este asigurată de pompe, este necesară cunoașterea domeniului de viteze care asigură un minim al costurilor de investiție și de exploatare.

Metodologia actuală, bazată pe datele unor autori străini [1], recomandă obținerea unei pierderi de sarcină $R = 10$ mm H_2O/m, ceea ce înseamnă admiterea unor viteze variind de la 0,26 m/s la 1,2 m/s pentru cîmpul de debite cuprins între 2 000 kcal/h și 1 000 000 kcal/h [1], [2], [3].

Preluarea vitezelor considerate economice, fără o analiză mai atentă a consecințelor pe care le poate avea adoptarea unor date provenind dintr-o țară cu o structură diferită a prețurilor, poate creea erori importante.

În lucrarea de față se face o analiză complexă a costurilor de investiție și de exploatare, precum și a modului în care acestea influențează vitezele economice de circulație ale agentului termic pompat în instalațiile bitubulare de încălzire centrală.

Pentru determinarea valorilor optime ale vitezelor de curgere ale apei calde în conductele instalațiilor de încălzire centrală cu pompe, s-a construit o funcție de cost care exprimă suma cheltuielilor totale anuale legate de investiția și de exploatarea rețelei de conducte și a instalației de pompare, sub forma :

$$f(w) = \frac{C_1 + C_2}{100} I(w) + E(w) \text{ (lei/an)} \qquad (1)$$

în care :

$f(w)$ este funcția de cost,
$I(w)$ — costul total al investiției,
$E(w)$ — costul total al exploatării,
C_1 — cota anuală de amortizare a investiției în % din $I(w)$
C_2 — cota anuală a cheltuielilor de reparații curente și revizii periodice, în % din $I(w)$

În relația (1) s-au considerat valori medii pentru C_1 și C_2, admițînd că amortizarea tuturor elementelor componente ale instalației (conducte, pompe etc.) se face în același interval de timp.

Pentru calcule foarte precise, se poate face o medie ponderată între valorile costurilor de investiție $I_1, I_2 \ldots, I_j$, $j = 1,2, \ldots, n$ (ale conductelor, izolațiilor, pompelor) și coeficienții proprii de amortizare sau de reparații curente și revizii periodice C_j, $j = 1,2,\ldots n$; C_k, $k = 1,2, \ldots, n$.

Costul total de investiție I (w) al instalației de încălzire centrală este egal cu suma costurilor de investiție $I_j(w)$ ale elementelor componente ale instalației, și anume:

$$I(w) = \sum_{j=1}^{3} I_j(w) = I_1 + I_2 + I_3 \tag{2}$$

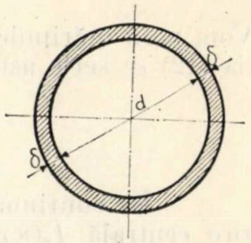
în care:

$I_1(w)$ este costul total de investiție al rețelei de conducte,
$I_2(w)$ — costul total al investiției în izolația conductelor.
$I_3(w)$ — costul total de investiție al stației de pompare a apei calde pentru încălzire.

În continuare se explicitează pe rînd costurile de investiție I_1, I_2 și I_3.

Pentru explicitarea costului total de investiție al conductelor, se determină în primul rînd greutatea acestora, și anume:

$$G_t = \frac{\pi}{4} \cdot [(d + 2\delta)^2 - d^2] \gamma_t \cdot l = \pi \cdot \delta\ (\delta + d) \cdot \gamma_t l \tag{3}$$



în care:

G_t este greutatea țevii, în kgf,
γ_t — greutatea specifică a materialului țevii, în kgf/m³,
d — diametrul țevii, în m,
δ — grosimea peretelui țevii, în m (fig. 1)
l — lungimea tronsonului de țeavă, în m.

Grosimea peretelui țevii se determină din condiția de rezistență a acesteia:

$$\delta = \frac{pd}{2 \cdot \sigma_a \cdot \varphi} + C \tag{4}$$

în care:

p este presiunea apei calde în conductă,
σ_a — rezistența admisibilă a materialului din care este confecționată conducta,
φ — coeficientul cusăturii sudate,
C — coeficient pentru adaosul de coroziune.

Înlocuind relația (4) în relația (3) se obține:

$$G_t = \left(\frac{\pi}{2\varphi} \cdot \frac{pd}{\sigma_a} + \pi C\right) \cdot \left(\frac{l}{2\rho} \cdot \frac{pd}{\sigma_a} + d + C\right) \cdot \gamma_t \cdot l \tag{5}$$

Ținînd seamă că adaosul de coroziune C are valori mici, neglijabile în comparație cu primul termen din membrul al doilea al relației (4), relația (5) se poate simplifica considerînd $C \cong 0$ și prin urmare:

$$C_t = \frac{\pi}{4 \cdot \varphi^2} \cdot \frac{p^2\, d^2}{\sigma_a^2} \cdot \gamma_t \cdot l + \frac{\pi}{2\varphi} \cdot \frac{pd^2}{\sigma_a} \cdot \gamma_t \cdot l \tag{6}$$

Din ecuația de continuitate:

$$d^2 = \frac{4G}{\pi \cdot \gamma \cdot w} \cdot \frac{1}{3600} \tag{7}$$

în care:

G este debitul de apă caldă pentru încălzire,
γ — greutatea specifică a apei calde pentru încălzire,
w — viteza de circulație a apei calde pentru încălzire,

și înlocuind în ecuația (6) se obține:

$$G_t = \left(\frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{p^2}{\sigma_a^2} + \frac{2}{\varphi} \cdot \frac{p}{\sigma_a}\right) \frac{\gamma_t}{\gamma}\ l\ \frac{1}{3600}\ \frac{1}{w}\ G \tag{8}$$

În locul debitului de apă G [kgf/h], în relația (8) se poate introduce debitul de căldură Q [kcal/h] din relația de bilanț termic:

$$Q = Gc \cdot \Delta\theta = Gc\,(\theta_T - \theta_R) \tag{9}$$

în care :

$\theta_T ; \theta_R$ — reprezintă temperaturile de ducere, respectiv de întoarcere ale apei calde pentru încălzire ;

c — căldura specifică a apei calde pentru încălzire (practic, $c \cong 1$kcal/kgf°C).

Se obţine deci :

$$G_t = \left(\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{p^2}{\sigma_a^2} + \frac{2}{\varphi}\cdot\frac{p}{\sigma_a}\right)\frac{\gamma_t}{\gamma}\cdot l\,\frac{1}{c\cdot\Delta\theta}\cdot Q\cdot\frac{1}{w} \tag{10}$$

Costul total de investiţie al conductelor $I_1(w)$ se determină efectuînd produsul $c_t G_t$), în care c_t reprezintă costul ţevilor în lei/kgf, adică :

$$I_1(w) = c_t\cdot G_t \tag{11}$$

sau :

$$I_1(w) = \left(\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{p^2}{\sigma_a^2} + \frac{2}{\varphi}\cdot\frac{p}{\sigma_a}\right)c_t\,\frac{\gamma_t}{\gamma}\,l\,\frac{1}{c\cdot\Delta\theta}\,\frac{1}{w}\,Q \tag{12}$$

Vom nota mărimile constante în raport cu w (în vederea uşurării calculelor numerice) cu A_1 ; relaţia (12) se scrie astfel :

$$I_1(w) = \frac{A_1}{w} \tag{13}$$

În continuare, se explicitează costul total de investiţie al izolaţiei conductelor de încălzire centrală $I_2(w)$.

Se exprimă, în primul rînd, greutatea izolaţiei (fig. 2):

$$G_{iz} = \frac{\pi}{4}[(d + 2\delta + 2\delta_{iz})^2 - (d + 2\delta)^2]\cdot\gamma_{iz}\cdot l \tag{14}$$

Relaţia (14) se mai poate scrie :

$$G_{iz} = \pi\cdot\delta_{iz}\cdot\gamma_{iz}\cdot l\,(d + 2\delta + \delta_{iz}) \tag{15}$$

în care, înlocuind diametrul d din ecuaţia de continuitate şi efectuînd calculele, se obţine :

$$G_{iz} = \pi\cdot\delta_{iz}^2\cdot\gamma_{iz}\cdot l + \frac{2\sqrt{\pi}}{60}\cdot\delta_{iz}\cdot\gamma_{iz}\left(\frac{p}{\varphi\cdot\sigma_a} + 1\right)\sqrt{\frac{1}{c\cdot\gamma\cdot\Delta\theta}}\cdot l\sqrt{Q}\,\frac{1}{\sqrt{w}} \tag{16}$$

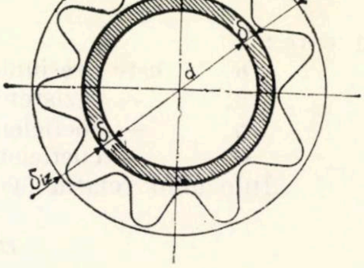


Fig. 2

Costul total de investiţie al izolaţiei conductelor $I_2(w)$ se determină ca produsul $c_{iz}G_{iz}$, în care c_{iz} este costul unitar al izolaţiei conductelor, în lei/kgf ; prin urmare :

$$I_2(w) = c_{iz}\cdot G_{iz} \tag{17}$$

sau :

$$I_2(w) = \pi\cdot\delta_{iz}^2\cdot\gamma_{iz}\cdot C_{iz}\cdot l + \frac{2\sqrt{\pi}}{60}\,\delta_{iz}\cdot\gamma_{iz}\cdot C_{iz}\left(\frac{p}{\varphi\cdot\sigma_a} + 1\right)\sqrt{\frac{1}{c\cdot\gamma\cdot\Delta\theta}}\cdot l\sqrt{Q}\,\frac{1}{\sqrt{w}} \tag{18}$$

Separînd mărimile constante în raport cu w,

$$I_2(w) = A_2 + A_3\cdot w^{-1/2} \tag{19}$$

Pentru determinarea funcţiei care reprezintă costul de investiţie al staţiei de pompare se cunosc, pentru diferite tipuri de pompe din familia Lotru, Cerna, Criş existente în actualul catalog editat de Uzina de pompe Bucureşti, costurile totale (respectiv costul pompei şi al electromotorului corespunzător). În aceste condiţii, funcţia de cost $I_3(w)$ s-a determinat grafic sau analitic folosind metode de interpretare de tip Newton sau Lagrange.

Astfel, transpunînd într-o diagramă avînd în abscisă puterea pompei, N[kW], şi în ordonată costul de investiţie al pompei, I_3 [lei], rezultă curba reală din fig. 3.

Pentru cunoaşterea ecuaţiei curbei reale se aplică metoda de interpolare a lui Lagrange. În acest scop, se consideră o serie Taylor în jurul originii (serie MacLaurin) şi, după o serie de încercări, se ajunge la funcţia de forma :

$$I_3 = a_0 + a_1N + a_2N^2 \qquad (20)$$

unde :

N este puterea pompei, în kW.

Particularizînd ecuaţia (20) pentru domeniul ce interesează rezultă funcţia :

$$I_3 = 1595 + 533\ N - 9{,}2\ N^2 \qquad (21)$$

Pentru a putea compara curba teoretică (21) cu curba reală din fig. 3, se reprezintă grafic funcţia (21).

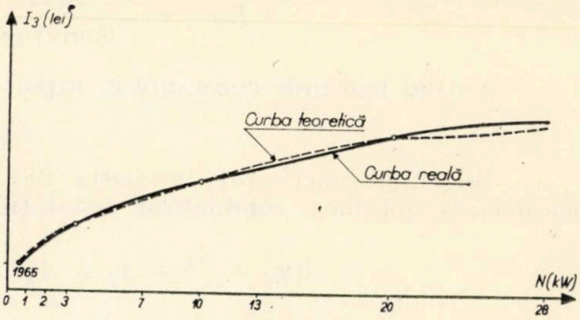


Fig. 3

Din fig. 3 se constată o suprapunere aproape perfectă a curbei teoretice peste curba reală, lucru care se poate verifica şi prin valorile discrete date unor puncte cunoscute.

Mai departe, pentru a explicita funcţia (21) în funcţie de viteza apei calde, w, vom înlocui puterea N cu expresia cunoscută :

$$N = \frac{G\cdot\Delta P}{3600\cdot 102\cdot\eta\cdot\gamma} \qquad (22)$$

în care :

ΔP este suma pierderilor totale de sarcină liniare şi locale, în kgf/m²,
γ — greutatea specifică a apei calde, în kgf/m³,
μ — randamentul pompei,
G — debitul de apă, în kg/h.

$$\Delta\ P = \left(\frac{\lambda\, l}{d} + \Sigma\xi\right)\frac{w^2}{2g} \qquad (23)$$

în care :

$\Sigma\xi$ este suma coeficienţilor pierderilor de sarcină locale,
λ — coeficientul de rezistenţă hidraulică
iar restul notaţiilor sînt cunoscute.

Considerînd pierderile locale de sarcină ca un procent „a" din pierderile liniare de sarcină şi înlocuind valoarea diametrului din ecuaţia de continuitate rezultă :

$$\Delta P = (1 + a)\frac{\lambda\cdot l\cdot\gamma}{2g\sqrt{\dfrac{4G}{\pi\gamma}}}\,w^{5/2} = (1 + a)\,\frac{\lambda\cdot l\cdot\gamma\cdot\sqrt{\pi}\,w^{5/2}}{4g\sqrt{G}} \qquad (24)$$

Înlocuind relaţia (24) în relaţia (22) se obţine :

$$N = \frac{(1 + a)\sqrt{\pi\cdot\gamma}\cdot\lambda\cdot l}{3600\cdot 102\cdot 4\cdot g\cdot\eta}\cdot\sqrt{G}\cdot w^{5/2} \qquad (25)$$

În relaţia (25) se înlocuieşte debitul de apă G cu debitul de căldură Q dedus din ecuaţia de bilanţ termic şi se obţine :

$$I_3(w) = 1595 + \frac{533\,(1 + a)\sqrt{\pi\cdot\gamma}\cdot\lambda}{3600\cdot 102\cdot 4\cdot g\cdot\eta\cdot\sqrt{c\,\Delta\theta}}\cdot l\cdot\sqrt{Q}\;w^{5/2} - \frac{9{,}2\,(1 + a)^2\cdot\pi\cdot\gamma\cdot\lambda^2}{(3600\cdot 102\cdot 4\cdot g\cdot\eta)^2 c\cdot\Delta\theta}\cdot l^2\cdot Q\cdot w^5 \qquad (26)$$

Notînd mărimile constante în raport cu w, relaţia (26) devine :

$$I_3(w) = A_4 + A_5w^{5/2} - A_6w^{5} \qquad (27)$$

Înlocuind funcţiile $I_1(w)$, $I_2(w)$ şi $I_3(w)$ date de relaţiile (13), (19) şi (27) în funcţia (1) se obţine :

$$f(w) = \frac{A_1}{w} + A_2 + A_3\,w^{-1/2} + A_4 + A_5w^{5/2} - A_6w^5 + E(w) \qquad (28)$$

Costul total anual al energiei electrice consumate de pompe pentru vehicularea apei calde pentru încălzire, $E(w)$, se explicitează sub forma :

$$E(w) = t.e.N.\ \text{[lei/an]} \qquad (29)$$

în care : t este durata de funcţionare a pompelor (durata perioadei de încălzire), în ore/an,
e — costul unui kilowattoră, în lei/kWh
N — puterea electrică a motoarelor de acţionare a pompelor, în kW.

Înlocuind expresia puterii N în funcţia (29), aceasta din urmă devine :

$$E(w) = \frac{te(1+a)\sqrt{\pi\cdot\gamma\cdot\lambda}}{3600\cdot 102\cdot 4\cdot g\cdot\eta\sqrt{c\Delta\theta}}\cdot l\sqrt{Q}\cdot w^{5/2} \tag{30}$$

Notînd mărimile constante în raport cu w, funcţia (29) se scrie :

$$E(w) = A_7 w^{5/2} \tag{31}$$

Înlocuind funcţia (31) în relaţia (28) se obţine expresia finală a funcţiei de cost pentru dimensionarea optimă a conductelor instalaţiilor de încălzire centrală cu pompe, şi anume :

$$\mathrm{f}(w) = \frac{A_1}{w} + A_2 + A_3 w^{-1/2} + A_4 + A_5 w^{5/2} - A_6 w^5 + A_7 w^{5/2} \tag{32}$$

Această expresie se mai poate restrînge, obţinînd în final forma :

$$\mathrm{f}(w) = A_0 + A_1 w^{-1} + A_3 w^{-1/2} - A_6 w^5 + A_7 w^{5/2} \tag{33}$$

Pe baza relaţiei (33) se determină vitezele optime (economice) de circulaţie a apei calde pentru încălzire, aplicînd condiţiile necesare şi suficiente de minim ale funcţiei de cost şi anume :

— condiţia necesară care dă coordonatele punctului de minim al funcţiei de cost :

$$\frac{\partial \mathrm{f}(w)}{\partial w} = 0 \tag{34}$$

— condiţia suficientă, care precizează natura extremului, respectiv precizează condiţia de minim a funcţiei de cost :

$$\frac{\partial^2 \mathrm{f}(w)}{\partial w^2} > 0 \tag{35}$$

Pe baza acestor relaţii, s-a stabilit un algoritm de calcul, utilizînd limbajul FORTRAN, la maşina electronică de calcul IRIS 50. Relaţiile respective şi programul întocmit au un caracter general, deci vitezele optime pot fi recalculate în cazul modificării eventuale a structurii preţurilor, prin simpla înlocuire a valorilor numerice a costurilor efective în formulele generale, obţinînd astfel alte valori optime.

Pentru calculul efectiv al vitezelor optime s-au precizat valorile coeficienţilor care determină costul anual de amortizare a investiţiei şi cota anuală a cheltuielilor de reparaţii curente şi revizii periodice (26), (27).

Datorită faptului că, în literatura de specialitate consultată şi în normativele existente, datele sînt incomplete (tratînd global instalaţiile clădirii) şi uneori contradictorii, s-au cercetat o serie de centrale termice din oraşele Bucureşti şi Ploieşti, construite şi exploatate între anii 1925 —1970.

Din cercetările făcute s-au desprins unele concluzii importante şi anume necesitatea adoptării unor durate de serviciu diferite pentru diversele elemente componente ale instalaţiilor de încălzire centrală cu apă caldă, precum şi valori certe pentru cota anuală a costurilor pentru reparaţiile capitale, periodice şi curente.

Calculul vitezelor optime s-a efectuat utilizînd relaţiile obţinute pe cale analitică şi un program în limbaj FORTRAN, întocmit pe calculatorul IRIS—50. S-au determinat valorile vitezelor economice pentru un cîmp larg de debite de căldură de la 1 000 kcal/h la 10 000 000 kcal/h, care acoperă necesităţile curente din proiectare.

Cercetarea expusă înlocuieşte vitezele empirice utilizate în prezent şi contribuie la calculul instalaţiilor de încălzire centrală, bazat pe realităţile costurilor din ţara noastră. În plus, programul de calcul alcătuit poate fi refolosit la fiecare schimbare semnificativă a costurilor.

Primit la redacţie la 28 mai 1973

BIBLIOGRAFIE

[1] RIETSCHELL H., RAISS W.: *Tehnica încălzirii şi ventilării.* Bucureşti, Editura tehnică, 1967.

[2] KOCH K. H.: *Determinarea diametrelor economice la conductele din instalaţiile de încălzire centrală cu apă caldă, cu circulaţie prin pompă.* Stadt und Gebäudetechnik, nr. 3, mar. 1966.

[3] PETRESCU ACHILE, DUŢĂ GHEORGHE, VASILESCU PAUL. *Instalaţii de încălzire centrală în ansambluri de clădiri.* Bucureşti, Editura tehnică, 1972

CZ 624.014.2:620.193.2.001.2

METODĂ DE CALCUL AL ELEMENTELOR DE REZISTENȚĂ APARȚINÎND CONSTRUCȚIILOR METALICE EXPLOATATE ÎN ATMOSFERĂ INDUSTRIALĂ AGRESIVĂ, ȚINÎND SEAMA ȘI DE EFECTUL COROZIUNII

Ing. **CONSTANTIN ȘERBESCU**, conf. dr. ing. **IOAN CIONGRADI**
Institutul politehnic Iași

Elementele de rezistență din oțel utilizate la construcții metalice exploatate în condiții de agresivitate chimică au capacitatea portantă afectată de coroziune chiar în condițiile unei protecții anticorosive considerate corespunzătoare [1], [4].

Reducerea capacității portante a elementelor de rezistență din oțel datorită coroziunii depinde de o serie de factori dintre care menționăm: natura mediului agresiv, durata de expunere la acțiunea acestui mediu, natura metalului, forma și dimensiunile secțiunii transversale a elementelor, felul solicitării mecanice (tipul și nivelul de efort), protecția anticorosivă ș.a. [2], [3].

În prezent nu există o metodologie de calcul al elementelor de rezistență din oțel exploatate în atmosferă agresivă, care să țină seama și de influența coroziunii. Metoda de calcul propusă și prezentată în continuare ia în considerare și efectul coroziunii, evitînd corecțiile empirice recomandate de unele norme de proiectare, privind fie acordarea la grosimile de calcul a unor sporuri de 1 ... 2 mm pe considerente de coroziune, fie reducerea cu 10 % a rezistențelor admisibile (aceste norme, ținînd seama numai de un singur factor, și anume de natura mediului agresiv, pot duce la supradimensionări, iar în alte cazuri la subdimensionări).

Metoda de calcul, prezentată principial în [6] și căreia i se aduc îmbunătățiri în această lucrare, introduce în relațiile obișnuite (verificare, dimensionare, efort capabil) un coeficient k, diferențiat în funcție de alcătuirea secțiunii transversale a elementului de rezistență (formă și dimensiuni) și de adîncimea medie de distrugere prin coroziune X.

În literatura de specialitate sînt prezentate date privind coroziunea unor secțiuni metalice la care distrugerile diferitelor părți componente sînt diferențiate în funcție de poziția și deci de expunerea acestora la acțiunea mediului agresiv [5], [7]. Distrugerea prin coroziune a fiecărei porțiuni (X_i) se poate exprima în funcție de distrugerea de pe o anumită porțiune (în care este practic posibilă măsurarea acesteia — X în cm) prin intermediul unor coeficienți α_i.

În concordanță cu fig. 1, 2, 3 (secțiunile convenționale ale profilelor cornier, U și respectiv dublu T) facem următoarele notații:

B, T = dimensiunile inițiale ale profilului (situația necorodată), în cm;

a, b, c = dimensiunile finale ale profilului (situația corodată), în cm;

X_1, X_2, X_3 = distrugerile medii prin coroziune determinate experimental, în cm; valorile nu depind de dimensiunile profilului, ci numai de forma și poziția acestuia;

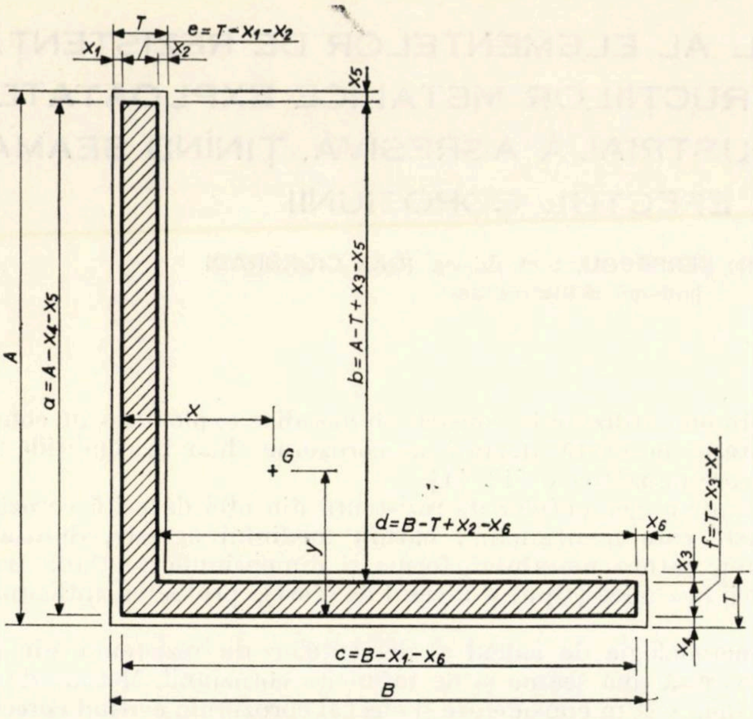
α_1, α_2, α_3 = coeficienții de distrugere prin coroziune, avînd următoarele expresii: $\alpha_1 = \frac{X_1}{X}$, $\alpha_2 = \frac{X_2}{X}$, $\alpha_3 = \frac{X_3}{X} \ldots$;

X = distrugerea absolută prin coroziune (reducerea totală a grosimii profilului), care depinde de viteza de coroziune i_h (cm/an) și de durata de expunere la acțiunea mediului corosiv d (ani). Valoarea lui X se poate determina prin măsurare cu șublerul ($X = t_0 - t_c$, diferența între grosimea inițială a elementului necorodat t_0 în cm și grosimea finală a elementului corodat t_c în cm) sau se poate calcula cu relația $X = i_h \cdot d$. Valorile lui X considerate variază de la 0,025 ... 0,200 cm, din 0,025 în 0,025 cm, și s-au adoptat în concordanță cu indicațiile din [5], [8] (tabel 1).

S_0, I_{x0}, I_{y0}, W_{x0}, W_{y0}, i_{x0}, i_{y0} = caracteristicile statice ale secțiunii în situația inițială — necorodată;

S, I_x, I_y, W_x, W_y, i_x, i_y = caracteristicile statice ale secțiunii în situația finală — corodată (x, y = coordonatele centrului de greutate);

K_1, K_2, K_3 = coeficienții de reducere ai caracteristicilor statice ale secțiunii transversale a profilului metalic (raportul dintre valorile caracteristicilor statice în situația inițială — necorodată și situația finală — corodată). Valorile coeficienților K variază între 1,000 și 1,500.


T
e=T-x₁-x₂
x₁
x₂
x₅
A
a=A-x₄-x₅
b=A-T+x₃-x₅
x
G
y
d=B-T+x₂-x₆
x₆
f=T-x₃-x₄
x₃
T
x₄
c=B-x₁-x₆
B

$$\overline{X} = \overline{X}_3 + \overline{X}_4 = 0{,}67 + 0{,}20 = 0{,}87$$

$$\overline{X}_1 = 0{,}29 = \alpha_1 \cdot \overline{X};\quad \alpha_1 = 0{,}334$$

$$\overline{X}_2 = 0{,}50 = \alpha_2 \cdot \overline{X};\quad \alpha_2 = 0{,}575$$

$$\overline{X}_3 = 0{,}67 = \alpha_3 \cdot \overline{X};\quad \alpha_3 = 0{,}770$$

$$\overline{X}_4 = 0{,}20 = \alpha_4\ \overline{X};\quad \alpha_4 = 0{,}230$$

$$\overline{X}_5 = 0{,}60 = \alpha_5\ \overline{X};\quad \alpha_5 = 0{,}690$$

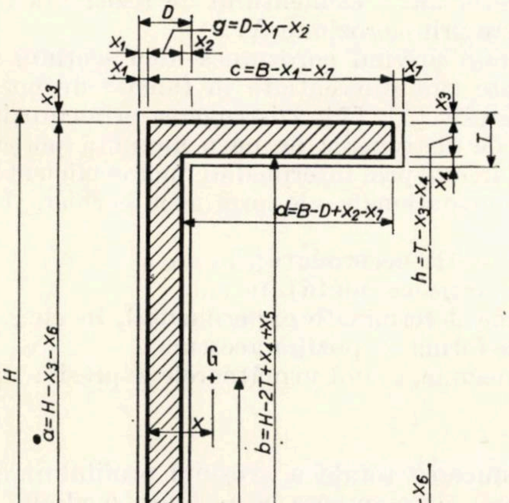
$$\overline{X}_6 = 0{,}40 = \alpha_6\ \overline{X};\quad \alpha_6 = 0{,}460$$

$\overline{X}_i$ şi $\overline{X}$ — **distrugeri (mm) pe durata unui an ;**

X_i şi X — **distrugeri (cm) pe o durată oarecare dată ;**

α_i — **coeficienţi de distrugere relativă care nu depind de durata de expunere la acţiunea agentului corosiv**

Fig. 1


D
g=D-x₁-x₂
x₁
x₂
x₁
c=B-x₁-x₇
x₇
x₃
x₃
T
x₄
d=B-D+x₂-x₇
h=T-x₃-x₄
H
a=H-x₃-x₆
b=H-2T+x₄+x₅
G
x
y
f=B-D+x₂-x₈
j=T-x₅-x₆
x₅
x₄
T
x₆
x₁
e=B-x₁-x₈
x₈
x₆
B

$$\overline{X} = \overline{X}_5 + \overline{X}_6 = 0{,}55 + 0{,}15 = 0{,}70$$

$$\overline{X}_1 = 0{,}27 = \alpha_1 \cdot \overline{X};\quad \alpha_1 = 0{,}386$$

$$\overline{X}_2 = 0{,}26 = \alpha_2 \cdot \overline{X};\quad \alpha_2 = 0{,}371$$

$$\overline{X}_3 = 0{,}42 = \alpha_3 \cdot \overline{X};\quad \alpha_3 = 0{,}601$$

$$\overline{X}_4 = 0{,}23 = \alpha_4 \cdot \overline{X};\quad \alpha_4 = 0{,}329$$

$$\overline{X}_5 = 0{,}55 = \alpha_5 \cdot \overline{X}:\quad \alpha_5 = 0{,}786$$

$$\overline{X}_6 = 0{,}15 = \alpha_6 \cdot \overline{X};\quad \alpha_6 - 0{,}214$$

$$\overline{X}_7 = 0{,}20 = \alpha_7 \cdot \overline{X};\quad \alpha_7 = 0{,}286$$

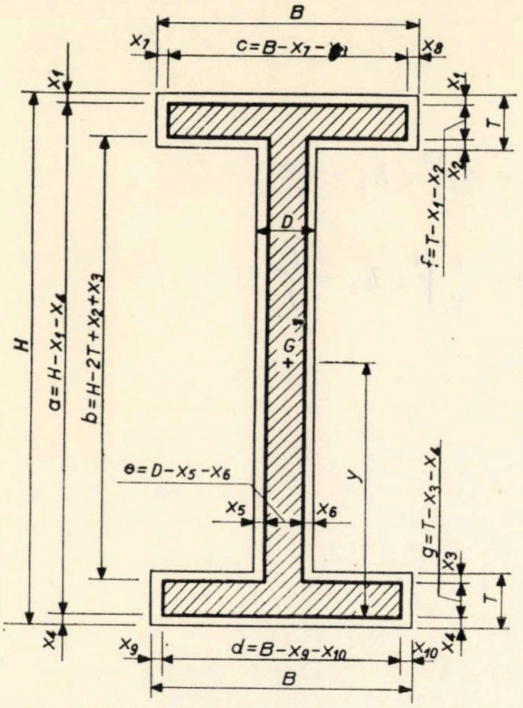
$$\overline{X}_8 = 0{,}20 = \alpha_8 \cdot \overline{X};\quad \alpha_8 = 0{,}286$$

$\overline{X}_i$ şi $\overline{X}$ — **distrugeri (mm) pe durata unui an ;**

X_i şi X — **distrugeri (cm) pe o durată oarecare dată ;**

α_i — **coeficienţi de distrugere relativă care nu depind de durata de expunere la acţiunea agentului corosiv**

Fig. 2



$\overline{X} = \overline{X}_3 + X_4 = 0{,}45 + 0{,}12 = 0{,}57$

$\overline{X}_1 = 0{,}43 = \alpha_1\ \overline{X};\ \ \alpha_1 = 0{,}755$

$\overline{X}_2 = 0{,}09 = \alpha_2\ \overline{X};\ \ \alpha_2 = 0{,}158$

$\overline{X}_3 = 0{,}45 = \alpha_3\ \overline{X};\ \ \alpha_3 = 0{,}790$

$\overline{X}_4 = 0{,}12 = \alpha_4\ \overline{X}\ \ \alpha_4 = 0{,}211$

$\overline{X}_5 = 0{,}18 = \alpha_5\ \overline{X};\ \ \alpha_5 = 0{,}316$

$\overline{X}_6 = 0{,}18 = \alpha_6 \cdot \overline{X};\ \ \alpha_6 = 0{,}316$

$\overline{X}_7 = 0{,}15 = \alpha_7 \cdot \overline{X};\ \ \alpha_7 = 0{,}263$

$\overline{X}_8 = 0{,}15 = \alpha_8 \cdot\ \overline{X};\ \ \alpha_8 = 0{,}263$

$\overline{X}_9 = 0{,}15 = \alpha_9 \cdot \overline{X};\ \ \alpha_9 = 0{,}263$

$\overline{X}_{10} = 0{,}15 = \alpha_{10} \cdot \overline{X};\ \ \alpha_{10} = 0{,}263$

$\overline{X}_i$ **și** $\overline{X}$ **— distrugeri (mm) pe durata unui an;**

X_i **și** X **— distrugeri (cm) pe o durată oarecare dată;**

α_i **— coeficienți de distrugere relativă care nu depind de durata de expunere la acțiunea agentului corosiv**

Fig. 3

Cu aceste notații putem scrie următoarele expresii:
— pentru secțiunea cornier ($X = X_3 + X_4$):

$$a = A - X_4 - X_5 = A - (\alpha_4 + \alpha_5) \cdot X = A - (0{,}230 + 0{,}690)\,X = A - 0{,}920X$$

$$b = A - T + X_3 - X_5 = A - T + (\alpha_3 - \alpha_5) \cdot X = A - T + (0{,}770 - 0{,}690)X = \\ = A - T + 0{,}080X$$

$$c = B - X_1 - X_6 = B - (\alpha_1 + \alpha_6) \cdot X = B - (0{,}334 + 0{,}460) \cdot X = B - 0{,}794\,X$$

$$d = B - T + X_2 - X_6 = B - T + (\alpha_2 - \alpha_6)\,X = B - T + (0{,}575 - 0{,}460\,X = \\ = B - T + 0{,}115\,X .$$

$$e = T - X_1 - X_2 = T - (\alpha_1 + \alpha_2) \cdot X = T - (0{,}334 + 0{,}575) \cdot X = T - 0{,}909\,X$$

$$f = T - X_3 - X_4 = T - (\alpha_3 + \alpha_4) \cdot X = T - (0{,}770 + 0{,}230) \cdot X = T - X$$

Tabelul 1

Destinația construcției	Mediu agresiv		Viteza de coroziune i_h cm/an	Grosimea minimă admisă pentru elemente (mm)	
	Conținut SO_2	Umiditatea relativă a aerului u_r %		de rezist.	construcție
Halele oțelăriilor Halele laminoarelor	redus	<40	0,005...0,007	6	6
Estacade metalice neacoperite Rezervoare metalice	mare	40...60	0,011...0,014	8	10...12
Estacade metalice pentru bazine de granulare	mare	>60	0,020...0,030	10	14...16

$$S = a \cdot e + d \cdot f \, ; \; K_1 = \frac{S_0}{S}$$

$$Y = \frac{1}{2 \cdot S} \left(a^2 \cdot e + d \cdot f^2\right) ; \; x = \frac{1}{2 \cdot S} \left(b \cdot e^2 + c^2 \cdot f\right)$$

$$I_x = \frac{b^3 \cdot e}{12} + b \cdot e \left(a - y - \frac{b}{2}\right)^2 + \frac{c \cdot f^3}{12} + c \cdot f \left(y - \frac{f}{2}\right)^2 ; \; K_2 = \frac{I_{x0}}{I_x}$$

$$I_y = \frac{d^3 \cdot f}{12} + d \cdot f \left(c - x - \frac{d}{2}\right)^2 + \frac{a \cdot e^3}{12} + a \cdot e \left(x - \frac{e}{2}\right)^2 ; \; K_3 = \frac{I_{y0}}{I_y}$$

$$W_x = \frac{I_x}{a - y} ; \; K_4 = \frac{W_{x0}}{W_x}$$

$$W_y = \frac{I_y}{c - x} ; \; K_5 = \frac{W_{y0}}{W_y}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} ; \; K_6 = \frac{i_{x0}}{i_x}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} ; \; K_7 = \frac{i_{y0}}{i_y}$$

— pentru secțiunea U ($X = X_5 + X_6$):

$$a = H - X_1 - X_7 = H - (\alpha_1 + \alpha_6) \cdot X = H - (0{,}601 + 0{,}214) \cdot X = H - 0{,}815X$$

$$b = H - 2T + X_4 + X_5 = H - 2T + (\alpha_4 + \alpha_5) \cdot X = H - 2T + (0{,}329 + 0{,}786) \cdot X = H - 2T + 1{,}115 \cdot X$$

$$c = B - X_1 - X_7 = B - (\alpha_1 + \alpha_7) \cdot X = B - (0{,}386 + 0{,}286)\, X = B - 0{,}672\, X$$

$$d = B - D + X_2 - X_7 = B - D + (\alpha_2 - \alpha_7) \cdot X = B - D + (0{,}371 - 0{,}286) \cdot X = B - D + 0{,}085\, X$$

$$e = B - X_1 - X_8 = B - (\alpha_1 + \alpha_8) \cdot X = B - (0{,}386 + 0{,}286)\, X = B - 0{,}672\, X$$

$$f = B - D + X_2 - X_8 = B - D + (\alpha_2 - \alpha_8) \cdot X = B - D + (0{,}371 - 0{,}286) \cdot X = B - D + 0{,}085\, X$$

$$g = D - X_1 - X_2 = D - (\alpha_1 + \alpha_2) \cdot X = D - (0{,}386 + 0{,}371)\, X = D - 0{,}757\, X$$

$$h = T - X_3 - X_4 = T - (\alpha_3 + \alpha_4) \cdot X_x = T - (0{,}601 + 0{,}329)\, X = T - 0{,}930\, X$$

$$j = T - X_5 - X_6 = T - (\alpha_5 + \alpha_6) \cdot X = T - (0{,}786 + 0{,}214)\, X = T - X$$

$$S = a \cdot g + d \cdot h + f \cdot j \, ; \; K_1 = \frac{S_0}{S}$$

$$Y = \frac{1}{2S} \left[a^2 \cdot g + d \cdot h\,(2a - h) + f \cdot j^2\right]$$

$$x = \frac{1}{2S} \left[b \cdot g^2 + c^2 \cdot h + e^2 \cdot j\right]$$

$$I_x = \frac{c \cdot h^3}{2} + c \cdot h \left(a - y - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{e \cdot j^3}{12} + e \cdot j \left(y - \frac{j}{2}\right)^2 + \frac{b^3 \cdot g}{12} + b \cdot g \left(\frac{b}{2} + \right.$$

$$\left. + j - y\right)^2; \; K_2 = \frac{I_{x0}}{I_x}$$

$$I_y = \frac{a \cdot g^3}{12} + a \cdot g \cdot \left(x - \frac{g}{2}\right)^2 + \frac{d^3 \cdot h}{12} + d \cdot h \left(c - \frac{d}{2} - x\right)^2 +$$

$$+ \frac{f^3 \cdot j}{12} + f \cdot j \cdot \left(e - \frac{f}{2} - x\right)^2; \; K_3 = \frac{I_{y0}}{I_y}$$

$$W_x = \frac{I_x}{\max\,(y, a - y)}; \; K_4 = \frac{W_{x0}}{W_x}$$

$$W_y = \frac{I_y}{\max\,(c - x, e - x)}; \; K_5 = \frac{W_{y0}}{W_y}$$

$$i^x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}; \; K_6 = \frac{i_{x0}}{i_x}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}; \; K_7 = \frac{i_{y0}}{i_y}$$

— pentru secţiunea dublu **T** ($X = X_3 + X_4$):

$$a = H - X_1 - X_4 = H - (\alpha_1 + \alpha_4) \cdot X = H - (0{,}755 + 0{,}211)\,X = H - 0{,}966\,X$$

$$b = H - 2T + X_2 + X_3 = H - 2T + (\alpha_2 + \alpha_3)\,X = H - 2T + (0{,}158 +$$

$$+ 0{,}790)X = H - 2T + 0{,}948\,X$$

$$c = B - X_7 - X_8 = B - (\alpha_7 + \alpha_8) \cdot X = B - (0{,}263 + 0{,}263)\,X = B - 0{,}526\,X$$

$$d = B - X_9 - X_{10} = B - (\alpha_9 + \alpha_{10}) \cdot X = B - (0{,}263 + 0{,}263)\,X = B - 0{,}526X$$

$$e = D - X_5 - X_6 = D - (\alpha_5 + \alpha_6) \cdot X = D - (0{,}316 + 0{,}316) \cdot X = D - 0{,}632\,X$$

$$f = T - X_1 - X_2 = T - (\alpha_1 + \alpha_2) \cdot X = T - (0{,}755 + 0{,}158)\,X = T - 0{,}913\,X$$

$$g = T - X_3 - X_4 = T - (\alpha_3 + \alpha_4) \cdot X = T - (0{,}790 + 0{,}210)\,X = T - X$$

$$S = c \cdot f + b \cdot e + d \cdot g; \; K_1 = \frac{S_0}{S}$$

$$Y = \frac{1}{2S}\,[c \cdot f\,(2a - f) + b \cdot e\,(b + 2g) + d \cdot g^2]; \; X \simeq 0$$

$$I_x = \frac{c \cdot f^3}{12} + c \cdot f \left(a - y - \frac{f}{2}\right)^2 + \frac{b^3 \cdot e}{12} + b \cdot e \left(\frac{b}{2} + g - y\right)^2 + \frac{d \cdot g^3}{12} +$$

$$+ d \cdot g \left(y - \frac{g}{2}\right)^2; \; K_2 = \frac{I_{x0}}{I_x}$$

$$I_y = \frac{c^3 \cdot f}{12} + \frac{b \cdot e^3}{12} + \frac{d^3 \cdot g}{12}; \; K_3 = \frac{I_{y0}}{I_y}$$

$$W_x = \frac{I_x}{\max(y, a - y)}; \; K_4 = \frac{W_{x0}}{W_x}$$

$$W_y = \frac{I_y}{\max\left(\frac{c}{2}, \frac{d}{2}\right)}; \; K_5 = \frac{W_{y0}}{W_y}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}; \; K_6 = \frac{i_{x0}}{i_x}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}; \; K_7 = \frac{i_{y0}}{i_y}$$

Cu ajutorul acestor coeficienți K_1 dați în tabelele 2, 3, 4, se pot scrie relațiile de verificare, dimensionare și efort capabil ale unui element metalic de rezistență expus acțiunii agenților corosivi :

a) verificare :

— întindere : $\sigma = \frac{N}{S} = K_1 \cdot \frac{N}{S_0} \leqslant \sigma_a$

— compresiune : $\sigma = \frac{N}{\varphi S} = K_1 \cdot \frac{N}{\varphi S_0} \leqslant \sigma_a$

Tabelul 2

Valorile coeficienților K pentru secțiunea formată din două corniere cu aripi egale (STAS 424–71)

Profil **L**	X / K	0,025	0,050	0,075	0,100	0,125	0,150	0,175	0,200
A B T	K_1	1,052	1,110	1,175	1,247	1,328	1,420	1,526	1,647
	K_2	1,058	1,121	1,192	1,271	1,360	1,460	1,575	1,707
45 × 45 × 5	K_3	1,058	1,123	1,195	1,276	1,368	1,472	1,592	1,730
	K_4	1,054	1,114	1,180	1,254	1,336	1,429	1,535	1,656
4,5 4,5 0,5	K_5	1,057	1,120	1,191	1,270	1,360	1,462	1,580	1,717
A B T	K_1	1,032	1,066	1,102	1,141	1,183	1,227	1,275	1,327
	K_2	1,035	1,072	1,111	1,153	1,198	1,246	1,298	1,354
80 × 80 × 8	K_3	1,035	1,073	1,113	1,156	1,202	1,252	1,305	1,362
	K_4	1,033	1,068	1,105	1,144	1,186	1,232	1,280	1,332
8,0 8,0 0,8	K_5	1,035	1,071	1,111	1,153	1,198	1,247	1,299	1,356
A B T	K_1	1,025	1,052	1,080	1,109	1,140	1,173	1,207	1,244
	K_2	1,027	1,055	1,085	1,116	1,149	1,184	1,221	1,260
120 × 120 × 10	K_3	1,027	1,056	1,087	1,119	1,153	1,188	1,226	1,267
	K_4	1,026	1,052	1,081	1,110	1,142	1,174	1,209	1,246
12,0 12,0 1,0	K_5	1,027	1,055	1,085	1,117	1,151	1,186	1,223	1,263
A B T	K_1	1,021	1,043	1,065	1,089	1,114	1,140	1,167	1,195
	K_2	1,022	1,045	1,069	1,094	1,120	1,147	1,176	1,206
160 × 160 × 12	K_3	1,023	1,046	1,071	1,096	1,123	1,151	1,180	1,211
	K_4	1,021	1,043	1,066	1,090	1,114	1,140	1,167	1,196
16,0 16,0 1,2	K_5	1,022	1,045	1,070	1,095	1,122	1,149	1,179	1,209

Tabelul 3

Valorile coeficienţilor K pentru secţiunea formată din două corniere cu aripi neegale (STAS 425 – 70)

Profil **L**	X / K	0,025	0,050	0,075	0,100	0,125	0,150	0,175	0,200
A B T	K_1	1,052	1,109	1,172	1,243	1,322	1,412	1,515	1,634
	K_2	1,056	1,117	1,185	1,262	1,347	1,444	1,555	1,682
60 × 40 × 5	K_3	1,060	1,126	1,199	1,282	1,375	1,482	1,604	1,746
	K_4	1,053	1,111	1,175	1,247	1,327	1,418	1,521	1,639
6,0 4,0 0,5	K_5	1,058	1,122	1,194	1,274	1,366	1,470	1,590	1,729
A B T	K_1	1,043	1,089	1,139	1,194	1,255	1,322	1,396	1,479
	K_2	1,045	1,094	1,148	1,206	1,271	1,341	1,420	1,507
80 × 65 × 6	K_3	1,047	1,098	1,154	1,216	1,284	1,359	1,443	1,537
	K_4	1,043	1,090	1,141	1,196	1,257	1,323	1,397	1,479
8,0 6,5 0,6	K_5	1,046	1,097	1,152	1,213	1,280	1,354	1,437	1,530
A B T	K_1	1,036	1,075	1,117	1,162	1,211	1,263	1,321	1,384
	K_2	1,038	1,079	1,124	1,171	1,223	1,279	1,339	1,406
100 × 75 × 7	K_3	1,040	1,083	1,130	1,180	1,235	1,295	1,360	1,431
	K_4	1,037	1,076	1,118	1,163	1,212	1,265	1,322	1,384
10,0 7,5 0,7	K_5	1,040	1,082	1,128	1,177	1,231	1,290	1,354	1,425
A B T	K_1	1,025	1,051	1,079	1,108	1,138	1,171	1,205	1,241
	K_2	1,026	1,054	1,083	1,114	1,147	1,181	1,217	1,255
150 × 100 × 10	K_3	1,028	1,058	1,089	1,122	1,156	1,193	1,232	1,273
	K_4	1,025	1,051	1,080	1,109	1,140	1,172	1,206	1,242
15,0 10,0 1,0	K_5	1,527	1,056	1,087	1,119	1,153	1,189	1,227	1,268

$$\lambda_{x(y)} = \frac{l_{fx(y)}}{i_{x(y)}} = K_{6(7)} \frac{l_{fx(y)}}{i_{x0\,(y0)}} \leqslant \lambda_a$$

— încovoiere : $\sigma_{x,y} = \dfrac{M_x\ (y)}{W_x\ (y)} = K_{4\,(5)} \dfrac{M_{x(y)}}{W_{x0\ (y0)}} \leqslant \sigma_a$

$fx\,(y) = \dfrac{c}{I_{x\,(y)}} = K_{2(3)} \dfrac{c}{I_{x0(y0)}} \leqslant fa$ (c depinde de încărcare, deschidere şi modulul de rezistenţă) ;

b) dimensionare :

— întindere : $S_0 = K_1 \cdot S \geqslant K_1 \cdot \dfrac{N}{\sigma_a}$

— compresiune : $S_0 = K_1 \cdot S \geqslant K_1 \cdot \dfrac{N}{\varphi\,\sigma_a}$

$$i_{x0\,(y0)} = K_{6\,(7)} \cdot i_{x\,(y)} \geqslant K_{6\,(7)} \cdot \frac{l_{fx(y)}}{\lambda_a}$$

— încovoiere : $W_{x0\,(y0)} = K_{4(5)} \cdot W_{xiy} \geqslant K_{4(5)} \cdot \dfrac{M_{x(y)}}{\sigma_a}$

$$I_{x0(y0)} = K_{2(3)} \cdot I_{xiy} \geqslant K_{2(3)} \cdot \frac{c}{fa}$$

Tabelul 4

Valorile coeficienților K pentru secțiunea formată din două profile U (STAS 564—63)

Profil U	X / K	0,025	0,050	0,075	0,100	0,125	0,150	0,175	0,200
H B D T	K_1	1,032	1,066	1,102	1,141	1,182	1,227	1,274	1,326
	K_2	1,031	1,065	1,100	1,138	1,178	1,222	1,269	1,319
10	K_3	1,036	1,074	1,114	1,158	1,204	1,254	1,308	1,365
5,0 0,826	K_4	1,030	1,061	1,095	1,131	1,170	1,211	1,256	1,304
10,0 0,60	K_5	1,034	1,070	1,108	1,150	1,193	1,240	1,291	1,345
H B D T	K_1	1,023	1,047	1,072	1,098	1,126	1,154	1,185	1,217
	K_2	1,023	1,046	1,071	1,097	1,125	1,153	1,184	1,216
20	K_3	1,026	1,052	1,080	1,109	1,140	1,172	1,206	1,242
7,5 1,116	K_4	1,022	1,045	1,069	1,094	1,121	1,149	1,179	1,210
20 0,85	K_5	1,025	1,050	1,077	1,105	1,134	1,165	1,198	1,232
H B D T	K_1	1,018	1,036	1,055	1,075	1,096	1,117	1,139	1,162
	K_2	1,017	1,034	1,053	1,071	1,091	1,111	1,132	1,154
30	K_3	1,019	1,039	1,059	1,081	1,103	1,125	1,149	1,174
10,0 1,56	K_4	1,016	1,034	1,051	1,070	1,089	1,108	1,129	1,150
30,0 1,00	K_5	1,018	1,036	1,055	1,075	1,096	1,117	1,139	1,161

Tabelul 5

Valorile coeficienților K pentru secțiunea formată dintr-un profil dublu T (STAS 565—63)

Profil I	Xcm / K	0,025	0,050	0,075	0,100	0,125	0,150	0,175	0,200
H B T D	K_1	1,022	1,045	1,070	1,095	1,122	1,150	1,179	1,210
	K_2	1,023	1,046	1,071	1,097	1,124	1,153	1,183	1,214
20	K_3	1,027	1,055	1,084	1,115	1,147	1,181	1,217	1,255
9,0 0,75	K_4	1,022	1,045	1,069	1,094	1,121	1,148	1,178	1,208
20,0 1,104	K_5	1,025	1,052	1,079	1,108	1,139	1,171	1,204	1,240
H B T D	K_1	1,015	1,031	1,048	1,064	1,082	1,100	1,118	1,137
	K_2	1,016	1,032	1,049	1,066	1,084	1,102	1,121	1,140
30	K_3	1,019	1,038	1,058	1,078	1,100	1,122	1,144	1,168
12,5 1,08	K_4	1,015	1,031	1,047	1,064	1,081	1,099	1,117	1,137
30,0 1,582	K_5	1,018	1,036	1,055	1,074	1,094	1,114	1,136	1,158
H B T D	K_1	1,011	1,023	1,035	1,048	1,060	1,073	1,086	1,100
	K_2	1,012	1,024	1,036	1,049	1,061	1,075	1,088	1,102
40	K_3	1,014	1,029	1,043	1,059	1,074	1,090	1,107	1,123
15,5 1,44	K_4	1,011	1,023	1,035	1,047	1,060	1,072	1,085	1,100
40,0 2,11	K_5	1,013	1,027	1,041	1,055	1,070	1,085	1,100	1,116

c) efort capabil :

— întindere : $N = S \cdot \sigma_a = \frac{1}{K_1} \cdot S_0 \cdot \sigma_a$

— compresiune : $N = \varphi \cdot S \cdot \sigma_a = \frac{1}{K_1} \cdot \varphi \cdot S_0 \cdot \sigma_a$

— încovoiere : $M_{x(y)} = W_{x(y)} \cdot \sigma_a = \frac{1}{K_{4(5)}} W_{x0(y0)} \cdot \sigma_a$

CONCLUZII

În lucrare se prezintă o metodă de calcul al elementelor de construcţii metalice exploatate în atmosferă industrială agresivă, ţinînd seama şi de efectul coroziunii prin intermediul unui coeficient K, prezentat în tabelele din lucrare.

Coeficienţii K s-au calculat pentru toate dimensiunile standardizate de profile laminate (cornier cu aripi egale, cornier cu aripi neegale, dublu **T** şi **U**). Pentru exemplificare, se anexează numai coeficienţii pentru următoarele profile laminate :

— profil cornier cu aripi egale : 45 × 45 × 5 ; 80 × 80 × 8 ; 120 × 120 × 10 ; 160 × × 160 × 12 ;

— profil cornier cu aripi neegale : 60 × 40 × 5 ; 80 × 65 × 6 ; 100 × 75 × 7 ; 150 × × 100 × 10 ;

— profil **U** : 10, 20, 30 ;

— profil dublu **T** : 10, 20, 30, 40.

Metoda poate fi utilizată în varianta dimensionării şi verificării (la un element metalic ce urmează a fi supus în exploatare procesului de coroziune) sau în varianta stabilirii efortului capabil (la un element ce a fost în prealabil expus în exploatare procesului de coroziune).

Primit la redacţie la 22 februarie 1973

BIBLIOGRAFIE

[1] Blam A. in Werkstoffe und Korrosion (R.F.G.), nr. 4, 1964, pag. 300—305

[2] Fluture Em. ş.a. : *Indreptar pentru construcţii metalice.* Bucureşti, Editura tehnică, 1964

[3] Focşa Virgil ş.a. : *Consideraţii asupra coroziunii construcţiilor metalice.* Construcţii, nr. 2, 1971

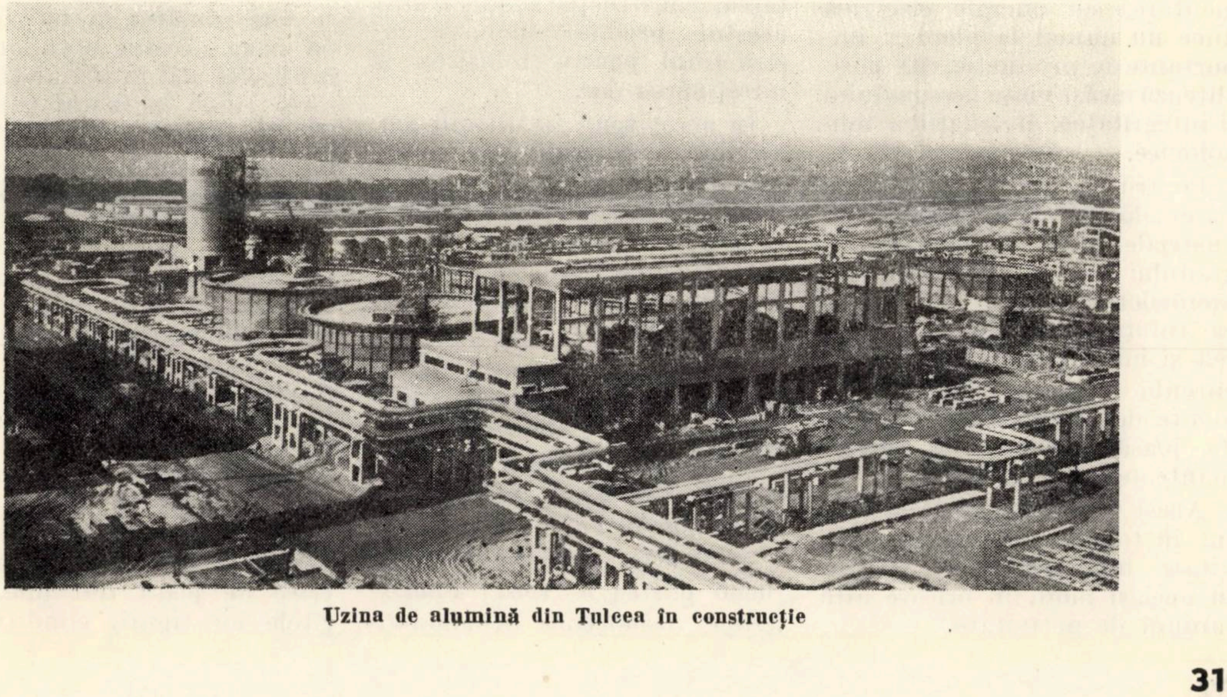
[4] Focşa Virgil, Şerban C. : *Coroziunea elementelor structurilor metalice.* Bucureşti, CDCAS, 1972

[5] Grai L. in Draht (R.F.G.), nr. 9, 1958, pag. 383—389.

[6] Mateescu Dan ş.a. : *Construcţii metalice. Exemple de calcul.* Bucureşti, Editura didactică şi pedagogică, 1972.

[7] Otreşko A. I. : *Injenerniie Konstrukţii.* Moscova, Izdatelstvo Kolos, 1968

[8] Şerbescu C. in Coroziunea nr. 4, 1971, pag. 218—222



Uzina de alumină din Tulcea în construcţie

CZ 696.6:696.123.5

TENDINŢE MODERNE ÎN CONSTRUCŢIA PREFABRICATELOR ELECTRICE DE JOASĂ TENSIUNE

Ing. MARIUS DUMITRESCU

Trustul de instalaţii şi automatizări Bucureşti

Dezvoltarea puternică a tuturor sectoarelor industriale determină apariţia continuă a unui număr important de consumatori de energie electrică, care sînt cuprinşi în ample şi complexe sisteme electroenergetice industriale.

Funcţionarea şi exploatarea în cele mai bune condiţii a sistemelor electroenergetice industriale constituie o problemă de cea mai mare importanţă.

În anumite industrii, cum este industria chimică, petrochimică şi petrolieră, unde o mare parte din consumatorii de energie electrică sînt de importanţă vitală, orice deranjament sau întrerupere în alimentarea cu energie electrică duce nu numai la pierderi importante de producţie, dar periclitează însăşi viaţa personalului şi integritatea instalaţiilor tehnologice.

Pentru a spori fiabilitatea sistemelor electroenergetice industriale, şi în scopul ridicării gradului de industrializare a lucrărilor de montaj, s-a impus, ca soluţie generală, dezvoltarea şi introducerea în folosinţă curentă a unor variate sortimente de prefabricate electrice de joasă tensiune cu performanţe tehnice ridicate.

Acest deziderat, care a apărut în toate sectoarele de activitate industrială, s-a impus în acelaşi mod, în oricare altă ramură de activitate.

Gama de prefabricate electrice de joasă tensiune cuprinde, în general: panouri electrice de distribuţie de toate tipurile, panouri de comandă şi semnalizare, dulapuri, pupitre, stelaje, distribuţii în bare etc.

Dezvoltarea producţiei de prefabricate electrice de joasă tensiune, în uzine şi ateliere centralizate, constituie azi singura soluţie posibilă pentru realizarea unor produse de înaltă calitate.

Prima condiţie pentru realizarea unor produse de calitate priveşte existenţa unor norme precise şi complete, care să formuleze caracteristicile tehnice şi regulile pentru proiectarea, construcţia şi încercarea acestor produse, inclusiv instrucţiuni pentru folosirea şi întreţinerea lor.

În acest sens, în ultimii ani, au apărut în unele ţări avansate din punct de vedere industrial, diferite prescripţii tehnice privind proiectarea, execuţia şi verificarea prefabricatelor electrice de joasă tensiune. Se citează astfel:

— Franţa: Norma UTE 63 —410 (1969) *Ensembles préfabriqués basse tension*;

— Belgia: Norma NBN — 745 (1970) *Ensembles préfabriqués basse tension*;

— R.F.G.: Prescripţia VDE -0660 partea 5 (1967) *Fabrikfertige Schaltgeräte Kombinationen* şi prescripţia VDE-0612 (1967) *Bauverteiler*.

Această preocupare a apărut chiar pe plan internaţional, întrucît în cadrul Comitetului Electrotehnic Internaţional (C.E.I.) s-a elaborat în anul 1972 proiectul de recomandaţie CEI — BC — 17 D denumit „*Ensembles préfabriqués basse tension*".

Urmărindu-se această tendinţă generală, în ţara noastră, în cursul anului 1972 s-a elaborat standardul — recomandaţie nr. R — 9321/72 privind proiectarea, construcţia şi verificarea prefabricatelor electrice de joasă tensiune.

Întrucît prefabricatele electrice de joasă tensiune care se vor construi la noi în ţară pe baza acestui standard vor fi folosite atît în instalaţiile din ţară, cît şi în instalaţiile care se vor exporta, s-a căutat ca la elaborarea acestui standard să se păstreze o structură similară cu a proiectului de recomandaţie CEI. În acest fel, beneficiarii externi ai acestor produse vor putea găsi o garanţie suplimentară în ce priveşte performanţele lor şi vor putea fi precizate şi uşurate relaţiile cu beneficiarii externi, din punct de vedere tehnic.

Standardul — recomandaţie nr. 9321/72 defineşte, în primul rînd, diferitele componente ale prefabricatelor electrice de joasă tensiune, diferitele lor tipuri, condiţiile lor de instalare și măsurile necesare de protecție. Sînt apoi enumerate caracteristicile electrice ale prefabricatelor electrice de joasă tensiune, ca și toate măsurile care trebuie să fie practicate în proiectarea și construcția acestor produse. În sfîrșit, se arată metodele de verificare pentru asigurarea calității și performanțelor tehnice ale acestor prefabricate, inclusiv modul de eliberare a certificatelor de calitate.

*

Ideea de bază actuală, adoptată în proiectarea și executarea prefabricatelor electrice de joasă tensiune, este de a asigura pentru toate tipurile o producție rațională de serie. Acest lucru nu se poate asigura decît printr-o tipizare avansată, care să se refere atît la partea construcției metalice a prefabricatelor, cît și la modul lor de echipare electrică.

O tipizare rațională înseamnă folosirea unor elemente componente constructive tipizate, ca și adoptarea unor scheme electrice tip, care se pot materializa sub forma unor blocuri electrice funcționale.

Pentru a reduce consumul de metal, micșorîndu-se în același timp greutatea prefabricatelor, construcția lor metalică se execută din profile de oțel, confecționate din benzi de oțel în instalații speciale de profilat.

Aceste profile sînt prevăzute, pe fețele lor, cu găuri de diferite forme și dimensiuni, așezate într-o dispoziție judicioasă, care permit realizarea simplă a unor îmbinări mecanice prin șuruburi.

Folosirea profilelor perforate din benzi de oțel, de diferite forme și secțiuni, constituie azi o soluție aproape universală în realizarea părții metalice a prefabricatelor electrice.

La aceeași greutate pe metru liniar, cu ajutorul profilelor din benzi de oțel, se pot crea secțiuni avînd un modul de rezistență mult mai mare (cca 25—40 %) decît în cazul profilelor laminate clasice. Acest lucru duce la economii de metal în aceeași proporție.

O altă tendință pe plan mondial, în construcția prefabricatelor electrice, duce la realizarea părții metalice a acestora din diferite elemente componente tipizate, care se prezintă sub formă de bare sau elemente plane și din a căror asamblare se pot obține elementele spațiale, care formează corpul spațial al prefabricatelor.

Această metodă tehnologică duce la importante simplificări în execuție și asigură o calitate superioară produselor respective.

Într-adevăr, elementele componente sub formă de plăci, rame, bare etc. sînt simplu de executat, întrucît operațiile de confecționare se reduc la simple activități de presare, îndoire, ștanțare, tăiere. Elementele componente, astfel obținute, pot fi ușor tratate cu acoperiri de protecție, fie prin vopsire, fie prin oricare alt procedeu electrochimic sau prin zincare la cald.

Fabricația se bazează pe confecționarea unor repere simple, complet finisate, care pot fi stocate într-o gamă bogată de tipodimensiuni.

Spațiul necesar pentru depozitarea acestor repere se reduce la minimum.

Realizarea construcției metalice a prefabricatelor electrice (panouri, dulapuri, pupitre, stelaje) se reduce în a asambla elementele componente (reperele), care sînt complet finisate, obținîndu-se astfel elementele spațiale ale prefabricatelor.

Se menționează că asamblarea diferitelor repere se face foarte ușor, cu ajutorul șuruburilor și diferitelor accesorii create în mod special în acest scop.

O exemplificare de aplicare a unei astfel de tehnologii se arată în fig. 1 — fig. 6.

Se utilizează în primul rînd două cadre transversale (laterale), conform fig. 1, care formează scheletul de rezistență al panoului.

Aceste cadre sînt confecționate dintr-un profil U, realizat din benzi de oțel, și care

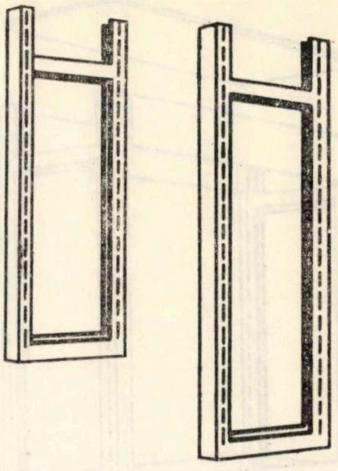


Fig. 1 — Cadre transversale confecționate din profile perforate

este prevăzut pe aripile laterale cu o serie de perforări. Aceste cadre sînt elemente plane.

Cu ajutorul unor plăci ambutisate din tablă (notate cu P) se realizează îmbinarea cadrelor laterale, formîndu-se astfel elementul spațial al panoului (fig. 2).

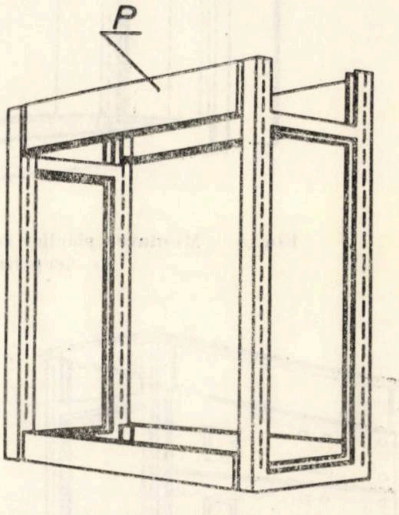


Fig. 2 — Îmbinarea cadrelor transversale cu plăcile de legătură (P)

Elementul spațial astfel constituit este îmbrăcat cu plăci de acoperire, obținîndu-se deci elementul spațial închis.

În fig. 3 se indică montarea plăcii superioare; în fig. 4 se arată montarea plăcilor de acoperire laterală și a plăcilor de acoperire spate. În fig. 5 şi fig. 6 apare închiderea frontală a elementelor spaţiale cu ajutorul unor plăci ambutisate care formează uşile.

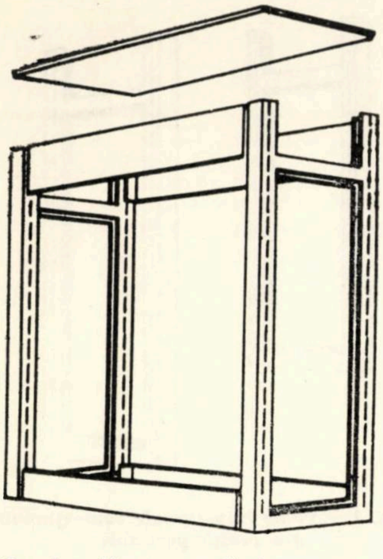


Fig. 3 — Montarea plăcii superioare de legătură

Îmbinările între diferitele elemente se execută, în această nouă tehnologie, fie numai cu şuruburi, atunci cînd se referă în special la scheletul de rezistenţă al panourilor, fie cu şuruburi prin intermediul unor accesorii speciale, cum se arată în fig. 7 şi fig. 8, atunci cînd se aplică pe scheletul de rezistenţă plăcile de închidere.

★

Un alt principiu aplicat în prezent în tehnica realizării prefabricatelor electrice de joasă tensiune este acela al adoptării unor plăci cu blocuri electrice funcţionale tipizate. În acest scop, pe plăci ambutisate din tablă de oţel, ale căror dimensiuni sînt multiplii ale unui modul de bază, se grupează aparatele electrice care fac parte din aceeaşi unitate funcţională. Se precizează că modulul de bază al blocului funcţional este identic cu modulul de bază al elementului spaţial (al panoului) în care se aşază blocurile funcţionale.

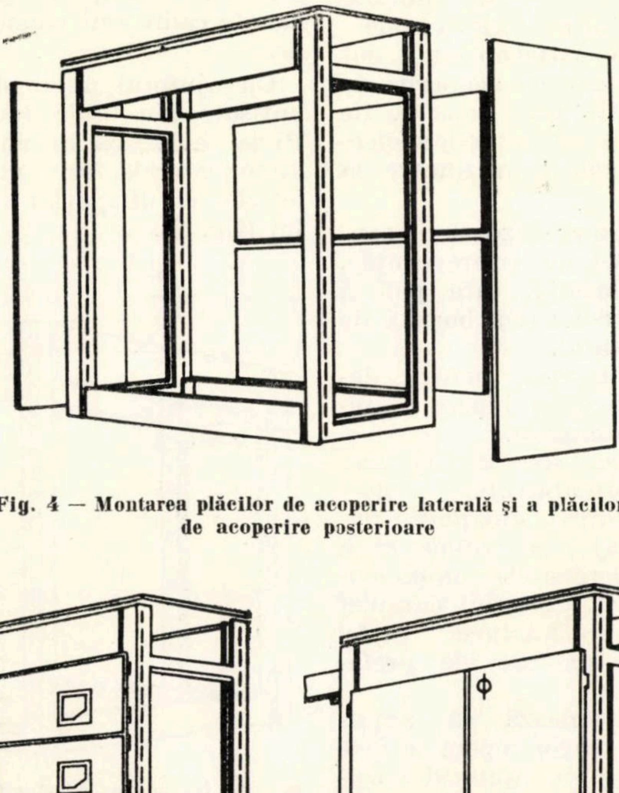


Fig. 4 — Montarea plăcilor de acoperire laterală şi a plăcilor de acoperire posterioare

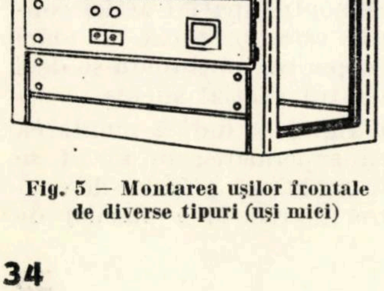


Fig. 5 — Montarea uşilor frontale de diverse tipuri (uşi mici)

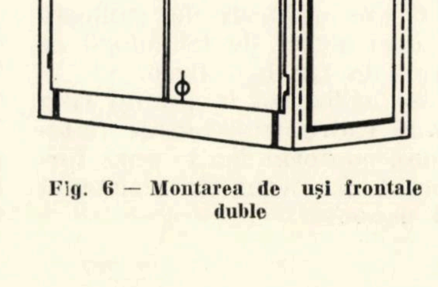


Fig. 6 — Montarea de uşi frontale duble

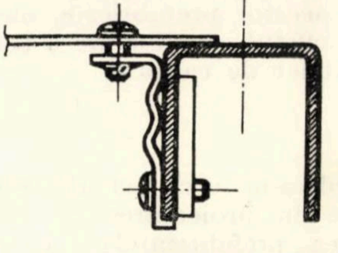


Fig. 7 — Clemă pentru fixarea plăcilor pe scheletul panoului

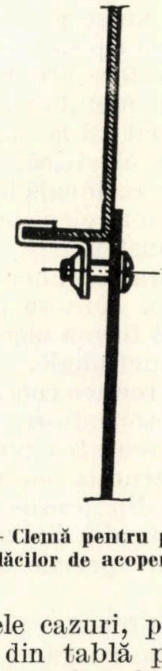


Fig. 8 — Clemă pentru prinderea plăcilor de acoperire

În unele cazuri, plăcile ambutisate din tablă pe care se aşază aparatele electrice pot fi formate din plăci perforate sau din rame confecţionate din profile perforate. Utilizarea acestora uşurează prinderea aparatelor electrice la montaj sau schimbarea aparatajului respectiv în timpul exploatării.

Se urmăreşte în prezent, din ce în ce mai mult, ca fixarea aparatajului electric pe plăcile blocurilor funcţionale să se facă numai prin faţă, fapt care a dus la stabilirea unor soluţii de fixare în acest sens. Astfel, în fig. 9 este reprezentată una din aceste soluţii, folosindu-se o piuliţă pătrată care se introduce într-o clemă specială şi care pătrunde prin gaura de fixare a aparatului. Clema respectivă nu permite răsucirea şi căderea piuliţei.

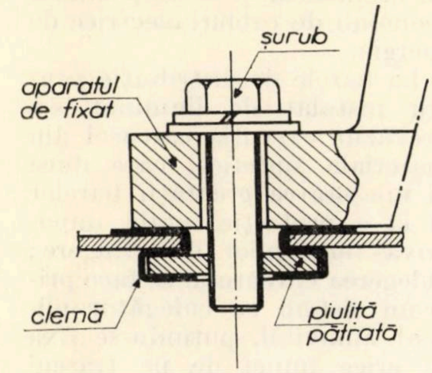


Fig. 9 — Sistem de prindere a aparatajului din faţă

Schemele electrice ale blocurilor funcţionale sînt tipizate şi corespund diferitelor scopuri funcţionale. Aşezarea aparatajului electric pe placa blocului funcţional se face într-o succesiune logică, permiţînd o întreţinere şi deservire bună în timpul exploatării (fig. 10).

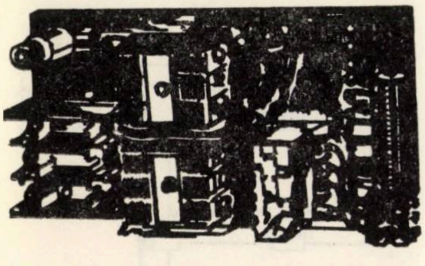


Fig. 10 — Placă cu bloc funcţional

Plăcile blocurilor funcţionale tipizate se montează în elemente spaţiale modulate (panouri), prinderea lor făcîndu-se de scheletul de rezistenţă al panoului cu ajutorul unor şuruburi şi prin intermediul unor accesorii speciale, adecvate acestui scop.

Există azi o concepţie tehnologică clară legată de confecţionarea prefabricatelor electrice de joasă tensiune, care se desfăşoară pe trei faze tehnologice distincte, şi anume:

a) executarea părţii metalice a prefabricatelor, care se rezumă la confecţionarea elementelor componente plane şi asamblarea acestora pentru obţinerea elementelor spaţiale (panouri);

b) executarea blocurilor funcţionale tipizate;

c) montarea blocurilor funcţionale tipizate în elementele spaţiale, formîndu-se astfel distribuţiile electrice.

Pentru cele trei faze tehnologice enumerate mai sus, se pot constitui linii de fabricaţie distincte, putîndu-se organiza o fabricaţie integrală cuprinzînd cele trei faze în cadrul aceleiaşi întreprinderi sau diferitele faze tehnologice executîndu-se în intreprinderi distincte.

În multe ţări, blocurile funcţionale se produc distinct în uzine de produse electrotehnice, montajul lor în panouri făcîndu-se în alte întreprinderi de montaj, care folosesc apoi prefabricatele respective în instalaţiile pe care le montează. Această cooperare s-a dovedit extrem de utilă, întrucît industria electrotehnică care este producătoare de aparataj electric, îşi poate organiza o producţie raţională de mare serie pentru blocurile funcţionale electrice, iar întreprinderile de montaj pot combina în diferite prefabricate aceste blocuri, conform nevoilor reale. Practica confirmă multiple avantaje tehnico-economice din aplicarea acestei soluţii, care se aplică în prezent şi la noi în ţară, obţinîndu-se rezultate bune.

S-au folosit atît plăci cu blocuri funcţionale din import, cum a fost cazul pe diferite platforme ale industriei chimice, cît şi plăci cu blocuri funcţionale livrate de industria electrotehnică indigenă, care se montează apoi de întreprinderile de montaj în diferite prefabricate.

Pentru alimentarea blocurilor funcţionale, în special la cele pentru curenţi de valori mari, se practică legături în bare de cupru sau aluminiu, care pornesc din bare de derivaţie dispuse pe verticală.

Pentru a evita găurirea barelor de curent se folosesc cleme de presiune pentru executarea îmbinărilor (fig. 11).

Această soluţie tinde să se generalizeze chiar şi la barele generale ale prefabricatelor, folosindu-se în acest scop plăci de presiune pentru asigurarea îmbinărilor între bare.

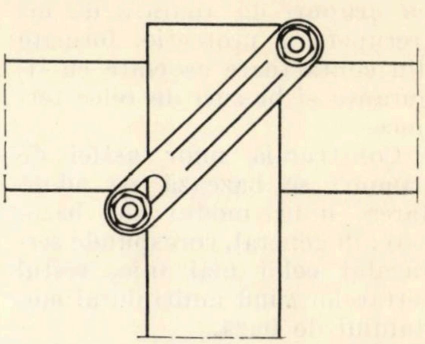


Fig. 11 — Clemă de presiune pentru executarea de îmbinări ale barelor de curent

★

Necesitatea măririi gradului de siguranţă în exploatare a sistemelor electroenergetice industriale a dus la crearea unor tablouri electrice de distribuţie cu sertare, care prezintă şi o protecţie desăvîrşită pentru personalul de exploatare.

Panourile cu sertare sînt concepute să primească pe sertare debroşabile, care se prezintă sub forma unor elemente spaţiale de gabarit redus, întregul echipament electric care serveşte la întrerupere şi protecţie (fig. 12).

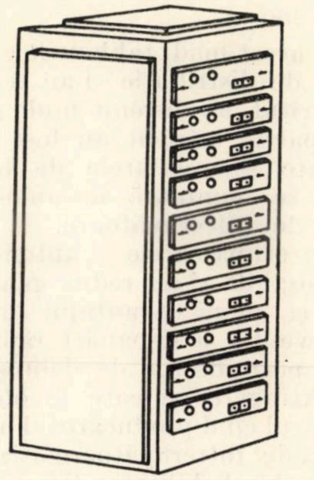


Fig. 12— Panou cu sertare

Panourile cu sertare oferă un gabarit redus, întrucît aşezarea şi gruparea sertarelor se poate face sub o formă compactă.

Fiecare sertar este echipat cu grupuri de aparate de întrerupere și protecție, formate din contactoare asociate cu siguranțe și blocuri de relee termice.

Construcția unor astfel de panouri se bazează pe adoptarea unui modul de bază, care, în general, corespunde sertarului celui mai mic, restul sertarelor fiind multiplii ai modulului de bază.

Protecția muncii la aceste panouri este asigurată în condiții optime, întrucît intervenția la aparatajul electric se face fără tensiune, prin debroșarea și scoaterea sertarelor din panouri. În cazul unor consumatori vitali și în cazul cînd se asigură interschimbabilitatea sertarelor, se poate înlocui sertarul defect cu un sertar de rezervă. Fiecare sertar este prevăzut cu diferite blocaje mecanice și electrice, care împiedică extragerea sertarelor sub sarcină.

O nouă măsură, adoptată pentru ridicarea gradului de siguranță în exploatarea distribuțiilor electrice de joasă tensiune, este folosirea aparatajului electric debroșabil de joasă tensiune. În acest scop, industria electrotehnică a asimilat o gamă completă de întrerupătoare automate pentru curenți, începînd de la 100 A la 3 200 A.

În acest mod, tablourile electrice de distribuție și-au redus gabaritul, au devenit mult mai compacte, întrucît au fost eliminate separatoarele de bare care se montează în amonte, față de întrerupătoare.

Întrerupătoarele automate debroșabile și-au redus gabaritul și oferă avantajul unor intervenții și depanări rapide, prin posibilitățile de debroșare și extragere pe care le oferă. În cazul cînd producătorul unor astfel de întrerupătoare asigură interschimbabilitatea lor, orice aparat defect poate fi înlocuit cu unul de rezervă, obținîndu-se astfel continuitatea în alimentarea cu energie electrică a consumatorilor.

O măsură acceptată în mod unanim este aceea a reducerii gabaritului prefabricatelor electrice de joasă tensiune și ridicării performanțelor lor tehnice. Industria electrotehnică a dezvoltat o gamă întreagă de aparate electrice care să servească acestui scop.

Astfel, se folosesc în prezent aparate de măsură de gabarit redus. ampermetre și voltmetre cu dimensiuni de 100 × 100 mm, 80 × 80 mm sau 70 × 70 mm; întrerupătoare manuale de sarcină cu siguranțe incluse de mare putere de rupere; blocuri directe de relee termice pînă la 100 A sau blocuri de relee termice cu transformatoare de saturație de gabarit redus, într-o gamă de 100—400 A; întrerupătoare rotative de sarcină pentru curenții pînă la 630 A; contactoare pînă la 400 A, într-o construcție compactă și foarte sigure în funcționare.

*

Cerința industrializării lucrărilor de instalații, în scopul obținerii unor productivități sporite la șantier și ridicării calității lucrărilor, a determinat dezvoltarea unor prefabricate electrice de joasă tensiune care să înlocuiască anumite instalații electrice complexe, ce reclamă un volum ridicat de muncă pe șantier.

Un caz tipic în acest sens poate fi evidențiat prin folosirea distribuțiilor în bare pentru distribuțiile de forță și lumină, în special în sectoarele de activitate industrială.

Din experiența dobîndită în țări avansate din punct de vedere industrial, distribuțiile electrice în bare corespund, în majoritatea cazurilor, nevoilor reale de producție, fiind indicate mai ales în sectoare de activitate unde apar extinderi de instalații sau schimbări în inventarul de mașini-unelte.

Distribuțiile în bare permit toate aceste extinderi și modificări, fără să apară spargeri în ziduri, pardoseli etc. Este de semnalat faptul că pentru instalațiile de iluminat, distribuțiile în bare sînt astfel concepute încît permit să se fixeze de acestea corpurile de iluminat de orice tip. Folosirea distribuțiilor în bare duce de asemenea, și la importante economii de cabluri electrice de energie.

La barele de distribuție pentru instalații de iluminat s-a prevăzut execuția carcasei din materiale sintetice, care duce la micșorarea greutății barelor și la o protecție totală împotriva tensiunilor de atingere; culegerea curentului se face pri-tr-un sistem cu culegător glisant amovibil, putîndu-se fixa în orice punct de pe traseul barelor.

Urmărindu-se în permanență diminuarea manoperei și ridicarea productivității muncii la șantier, pentru executarea instalațiilor electrice și de curenți slabi din edificii publice și mari clădiri administrative, s-a dezvoltat un sistem unitar de canale prefabricate, care se plasează în ziduri sau pardoseală și în care se amplasează toate instalațiile respective (fig. 13).

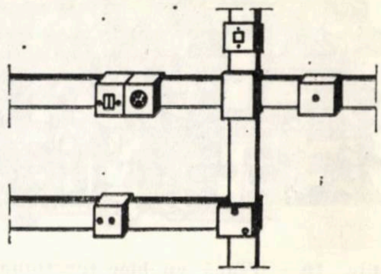


Fig. 13 — Canalizații prefabricate

Acest sistem cuprinde, în afară de canalizația respectivă, în care se așază conductoarele electrice și o serie întreagă de cutii și doze de aparate și de derivație. Tot sistemul se execută din materiale plastice și permite cu cea mai mare ușurință amplificarea și modificarea ulterioară a instalațiilor.

Sistemul prezintă multiple avantaje tehnico-economice față de sistemele clasice.

*

Dezvoltarea unor instalații electrice și de automatizare extrem de complexe, în sectoarele industriale, a determinat o nouă concepţie în construcţia tablourilor de comandă şi semnalizare. În acest fel, au apărut panourile tip „mozaic" a căror faţă este formată dintr-o multitudine de module de dimensiuni reduse (cca 40 × 40 mm), aşezate într-o construcţie-reţea sistem fagure.

Aceste module pot cuprinde diferite semne pentru scheme sinoptice sau aparate electrice miniaturizate (butoane, lămpi etc), cu ajutorul cărora se pot forma scheme complexe sinoptice în care sînt cuprinse şi elementele de comandă şi semnalizare.

Avantajele panourilor-mozaic sînt dovedite cu prisosinţă, întrucît construcţia lor se bazează pe folosirea unei game complete de module tipizate, fabricate ca repere în stoc.

Formarea noilor panouri sau extinderile şi modificările ulterioare se fac cu cea mai mare uşurinţă. Dat fiind că în elementele-modul se folosesc aparate miniaturizate, gabaritul tablourilor de comandă şi semnalizare devine redus, ceea ce are drept efect diminuarea spaţiilor din camerele de comandă.

★

În medii puternic corosive, unde construcţia metalică a prefabricatelor este expusă agenţilor agresivi, au început să se folosească din ce în ce mai mult dulapuri de distribuţie cu grad mare de protecţie (I. P. 54), executate din materiale plastice.

În acest sens, se folosesc dulapuri executate din PVC, dar mai ales formate din răşini sintetice armate cu fibre de sticlă.

În construcţia prefabricatelor electrice de joasă tensiune, folosirea materialelor sintetice primeşte în prezent o largă răspîndire, date fiind avantajele pe care le prezintă, cum ar fi: economii la consumul de metal, rezistenţă la coroziune, diminuarea greutăţii prefabricatelor, sporirea gradului de protecţie a personalului faţă de pericolul de electrocutare.

Din materiale plastice s-au creat diferite profile, care înlocuiesc cu succes pe cele din metal; s-au dezvoltat cutii capsulate din a căror asamblare rezultă ample distribuţii electrice; se confecţionează din materiale sintetice diferite canalizaţii pentru cablarea conductoarelor electrice, diferiţi suporţi pentru căi de curent, capace, plăci etc, sub formă de elemente componente utilizate în construcţia prefabricatelor de joasă tensiune.

★

Ţinînd seama de nevoile crescînde de aparataj electric de joasă tensiune, industria electrotehnică îşi dezvoltă permanent sortimentul în acest sens, bazat pe o producţie de mare serie.

Gabaritul întregului aparataj electric se reduce, în mare măsură, prin folosirea de noi materiale şi de noi soluţii constructive. Gabaritele aparatajelor electrice se modulează în scopul aşezării lor în condiţii optime, mai ales cînd distribuţiile în care acestea se montează devin din ce în ce mai ample şi mai complexe.

Prin modularea aparatajului electric, care va trebui pusă în concordanţă cu o modulare corespunzătoare a panourilor de joasă tensiune, se pot obţine soluţii optime în construcţia panourilor electrice, sporindu-le performanţele tehnice.

Procesul de proiectare a prefabricatelor electrice trebuie să se bazeze pe metode iterative ţinînd seama de factorii determinanţi ai acestei probleme, printre care se enumeră: modularea aparatajului electric, modularea construcţiei metalice a prefabricatelor, factorii care determină gradul de siguranţă în exploatare, uşurinţa în exploatare şi întreţinere etc.

Există o tendinţă accentuată pe plan mondial de a diversifica cît mai mult tipurile de prefabricate electrice de joasă tensiune, pentru că numai în acest fel se pot dezvolta tipuri raţionale, corespunzătoare fiecărui scop. Se are în vedere faptul că un produs nu poate exclude cu desăvîrşire pe un altul şi fiecare prefabricat constituie o soluţie optimă pentru un anumit caz dat.

Realizarea unor prefabricate electrice cu folosinţă universală duce, în majoritatea cazurilor, la soluţii oneroase.

Proiectarea raţională a instalaţiilor electroenergetice industriale se bazează, în primul rînd, pe o gamă largă de prefabricate electrice, ale căror performanţe tehnice trebuie să corespundă condiţiilor de exploatare din diferitele sectoare de activitate industrială.

Primit la redacţie la 25 iulie 1973

BIBLIOGRAFIE

[1] Cremer E.: *Rationeller Schaltanlagenbau.* „Industrie — Elektrik + Elektronik", Heft 4 — 1973 (R.F.G.)

[2] Rauch S.: *Betriebsschaubilder in Mosaikbauweise.* „Elektro — Anzeiger" Nr. 24/25—1970 (R.F.G.)

[3] Halbritter H.: *Stromschienen für Beleuchtungsanlagen.* ETZ — B — Heft 22—1972 (R.F.G.)

[4] Nagel M.: *Neue Bauteile des UFI — Systems.* „Der Elektro-Praktiker" — Heft 1—1972 (R.D.G.).

[5] Floerke H.: *Niederspannungs — Schaltanlagen und Verteiler.* ETZ — B — Heft 23 — 1971 (R.F.G.)

CZ 621.67:697.573:628.142

CARACTERISTICA HIDRODINAMICĂ A REȚELEI

DEZVOLTAREA TEORIEI — CU APLICAȚII PRACTICE

Ing. TRAIAN D. SĂVULESCU
Trustul de instalații și automatizări București

1. GENERALITĂȚI

Curgerea continuă a unui fluid printr-o conductă se realizează prin învingerea rezistențelor de frecare atît de pe porțiunile rectilinii, cît și din curbe, coturi, armături etc.

Experimental, este stabilit că aceste rezistențe, pentru conducte rugoase hidraulic, în regim turbulent, sînt proporționale cu pătratul vitezei de curgere, iar dacă se ține seama de legea continuității, atunci se poate spune că suma rezistențelor este proporțională cu pătratul debitului de fluid ce curge prin conductă.

2. CURBA CARACTERISTICĂ A INSTALAȚIEI

Notînd:

l = lungimea porțiunilor rectilinii ale conductei plus lungimea echivalentă a rezistențelor locale;
d = diametrul conductei;
Q = debitul de fluid prin conductă;
λ = coeficientul de frecare al conductei;
w = viteza fluidului în conductă;
γ = greutatea specifică a fluidului;
g = accelerația gravitațională;

presiunea egală cu rezistența totală de curgere a fluidului, pe care o notăm cu H, se va scrie:

$$H = \lambda \frac{l}{d} \gamma \frac{w^2}{2g} \qquad (1)$$

sau, ținînd seama că viteza este proporțională cu debitul și substituind toate constantele prin una singură notată cu K, ecuația apare în următoarea formă simplificată:

$$H = K.Q^2 \qquad (2)$$

Constanta K este o caracteristică a conductei, iar reprezentarea grafică a relației (2) dintre presiunea de pompare și debit este denumită curba caracteristică a conductei. În fig. 1 s-au reprezentat curbele caracteristice obținute cu ecuația (2), pentru diferite valori caracteristice K.

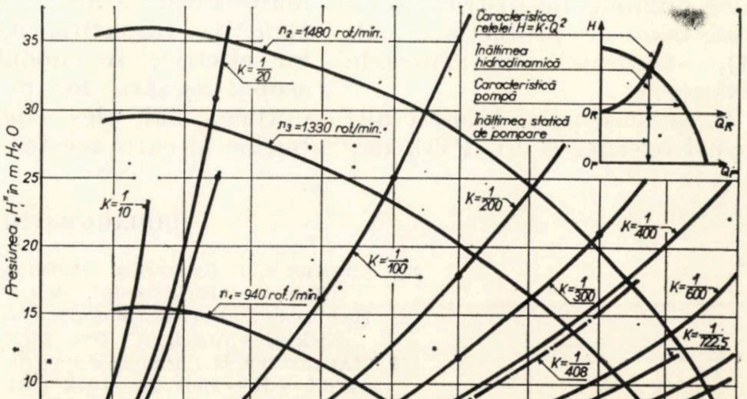


Fig. 1 — Curbe caracteristice pentru instalații

De obicei, o conductă este unită într-o ordine anumită cu alte conducte, cu care formează împreună o instalaţie prin care se pompează un fluid.

Aplicarea ecuaţiei (2) în această situaţie oferă posibilitatea reprezentării grafice a curbei caracteristice a instalaţiei în totalitatea ei (caracteristica globală).

3. CURBA CARACTERISTICĂ A POMPEI

O pompă centrifugală, funcţionînd la o turaţie constantă, va avea un debit variabil dependent de rezistenţa hidraulică ce se opune pompării. Această interdependenţă dintre debit şi presiune este una din caracteristicile funcţionale ale pompei şi ea nu poate fi determinată decît pe cale experimentală. În fig. 1 s-a trasat, de asemenea, o familie de astfel de curbe congruente, care ilustrează alura de variaţie a presiunii cu debitul, pentru diferite turaţii constante ale unei pompe centrifugale, la funcţionarea în circuit închis, ca pompă de circulaţie a unei instalaţii de încălzire cu apă (caz în care presiunea pompei este egală cu înălţimea hidrodinamică din reţea). Dacă pompa ar funcţiona în circuit deschis (în cazul instalaţiei de alimentare cu apă), axele absciselor nu se vor mai suprapune: axa absciselor pentru caracteristicile de reţea se deplasează faţă de axa absciselor pentru caracteristicile pompei la o ordonată pozitivă egală cu înălţimea statică de pompare (fig. 1 detaliul din colţul din dreapta, sus).

Conform STAS 5738-65, pentru o pompă centrifugală racordată la o reţea de conducte care nu suferă modificări există următoarele relaţii analitice între turaţii, debite şi presiuni:

$$\frac{Q_1}{Q_2}=\frac{n_1}{n_2} \quad \text{şi} \quad \frac{H_1}{H_2}=\left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2 \tag{3}$$

De unde:

$$\frac{H_1}{H_2}=\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 \tag{4}$$

Punctul de funcţionare al pompei centrifugale se va găsi totdeauna la intersecţia dintre curba caracteristică a pompei cu curba caracteristică a reţelei, punct în care rezistenţa hidrodinamică a reţelei este egalată de presiunea hidromecanică a pompei.

4. CARACTERISTICA REŢELEI ŞI ECHILIBRUL HIDRODINAMIC

Caracteristica reţelei în totalitatea ei, dată de ecuaţia (2), şi caracteristica pompei oglindesc echilibrul hidrodinamic dintre pompă şi reţea, fără să ne dea posibilitatea de a stabili raporturile de debite şi presiuni care apar în diferite puncte ale reţelei atunci cînd intervin modificări funcţionale sau de structură. Pentru aceasta, caracteristica globală a reţelelor nu mai este suficientă, ci este necesar să cunoaştem şi caracteristicile parţiale ale diferitelor tronsoane. În cele ce urmează vom da o dezvoltare matematică originală tocmai acestei probleme, arătînd utilitatea ei practică.

4.1. Caracteristica unui ansamblu de tronsoane în ramificaţie

Presupunem că există o reţea arborescentă ale cărei porţiuni de capăt se prezintă ca în fig. 2.

În echilibrul hidrodinamic, atît pe tronsonul 1, cît şi pe tronsonul 2, diferenţele de presiune H_1, respectiv H_2, dintre punctul de ramificaţie şi capetele tronsoanelor, sînt egale. Se va putea deci scrie:

$$H_1 = H_2$$

Sau, făcînd substituţiile corespunzătoare, în funcţie de debitele şi caracteristicile tronsoanelor, conform cu ecuaţia (2), egalitatea ia forma:

$$K_1 \cdot Q_1^2 = K_2 \cdot Q_2^2$$

De unde se obţine:

$$Q_2 = Q_1 \cdot \sqrt{\frac{K_1}{K_2}}$$

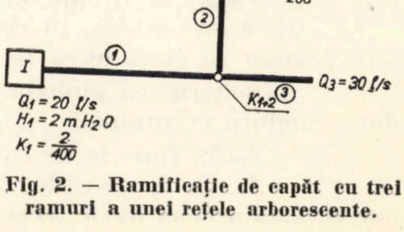


Fig. 2. — Ramificaţie de capăt cu trei ramuri a unei reţele arborescente.

Presiunea în punctul de joncțiune al celor două tronsoane fiind egală atît cu presiunea disponibilă fiecărui tronson, cît și cu presiunea disponibilă ramificației, se va putea scrie, conform ecuației (2) și notînd cu K_{1+2} caracteristica ansamblului :

$$K_1 \cdot Q_1^2 = K_{1+2} \cdot (Q_1 + Q_2)^2$$

Astfel că :

$$K_1 \cdot Q_1^2 = K_{1+2} \cdot Q_1^2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{K_1}{K_2}}\right)^2$$

de unde rezultă caracteristica globală a ansamblului format de cele două ramificații :

$$K_{1+2} = \frac{K_1}{\left(1 + \sqrt{\frac{K_1}{K_2}}\right)^2} \tag{5}$$

Ca exemplificare, calculînd cu datele numerice înscrise în fig. 2 se obține :

$$H_1 = H_2 = 2\text{m } H_2O$$

$$K_1 = \frac{2}{20^2} = \frac{1}{200}; \quad K_2 = \frac{2}{10^2} = \frac{2}{100}$$

$$K_{1+2} = \frac{1}{200 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{1}{200} \cdot \frac{100}{2}}\right)^2} = \frac{2}{900}$$

Ca verificare, calculăm caracteristica globală în funcție de debitul și presiunea din punctul de joncțiune :

$$K_{1+2} = \frac{2}{30^2} = \frac{2}{900}$$

Ca o aplicație practică a celor de mai sus se va determina, în ipoteza că ansamblul ramificației nu suferă modificări, la ce valoare va trebui să fie sporită presiunea în punctul de joncțiune, dacă debitul total trebuie să crească la 40 l/s, și modul cum se divide acest debit pe cele două ramificații.

Presiunea în punctul de joncțiune va fi :

$$H = K_{1+2} \cdot Q^2 = \frac{2}{900} \cdot 40^2 = 3{,}56 \text{ m } H_2O$$

Debitul pe cele două ramificații va crește la valorile :

$$Q_1' = Q \cdot \sqrt{\frac{K_{1+2}}{K_1}} = 40 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 200}{900.1}} = 26{,}6 \text{ l/s}$$

$$Q_2' = Q - Q_1' = 40{,}0 - 26{,}6 = 13{,}4 \text{ l/s.}$$

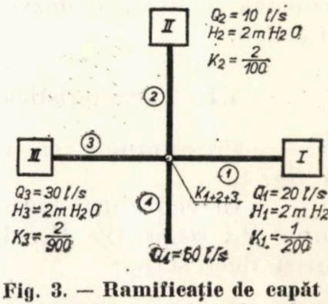


Fig. 3. — Ramificație de capăt cu trei ramuri a unei rețele arborescente.

Să dezvoltăm acum teoria matematică a caracteristicii de rețea, pentru cazul cînd porțiunea de capăt se divide în trei ramuri, așa cum s-a schițat în fig. 3.

Este evident că, în echilibrul hidrodinamic, căderea de presiune pe oricare din ramificații este aceeași ca și căderea de presiune pe ansamblul ramificațiilor.

Caracteristica globală a ansamblului format de cele trei ramificații se poate determina în două moduri, și anume :

— fie în funcție de caracteristicile individuale ale celor trei ramuri luate în mod separat;

— fie în funcție de caracteristica de ansamblu a două ramuri vecine și de caracteristica individuală a celei de a treia ramificații.

Se va putea deci scrie:

$$H_1 = H_2 = H_3 = H = K_1 \cdot Q_1^2 = K_2 \cdot Q_2^2 = K_3 \cdot Q_3^2 = K_{1+2+3} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)^2$$

De unde:

$$Q_2 = Q_1 \cdot \sqrt{\frac{K_1}{K_2}} \quad \text{și} \quad Q_3 = Q_1 \cdot \sqrt{\frac{K_1}{K_3}}$$

Și deci:

$$K_{1+2+3} \cdot Q_1^2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{K_1}{K_2}} + \sqrt{\frac{K_1}{K_3}}\right)^2 = K_1 \cdot Q_1^2$$

De unde rezultă:

$$K_{1+2+3} = \frac{K_1}{\left(1 + \sqrt{\frac{K_1}{K_2}} + \sqrt{\frac{K_1}{K_3}}\right)^2} \tag{6}$$

Aceeași valoare se poate scrie și sub formele următoare:

$$K_{1+2+3} = \frac{K_2}{\left(1 + \sqrt{\frac{K_2}{K_1}} + \sqrt{\frac{K_2}{K_3}}\right)^2}; \quad K_{1+2+3} = \frac{K_3}{\left(1 + \sqrt{\frac{K_3}{K_1}} + \sqrt{\frac{K_3}{K_2}}\right)^2}$$

Sub forma generalizată se va putea deci scrie:

$$K_{1+---+n} = \frac{K_1}{\left(1 + \sum_2^n \sqrt{\frac{K_1}{K_x}}\right)^2}$$

Această expresie este utilizată, cu precădere, în cazul unei rețele prevăzute cu racordarea diferitelor circuite la același distribuitor.

După cea de-a doua metodă, vom scrie următoarea egalitate:

$$H_{1+2} = H_3$$

și

$$K_{1+2} \cdot (Q_1 + Q_2)^2 = K_3 \cdot Q_3^2$$

De unde rezultă:

$$Q_3 = (Q_1 + Q_2) \cdot \sqrt{\frac{K_{1+2}}{K_3}}$$

Se poate scrie:

$$K_{1+2+3} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)^2 = K_{1+2}(Q_1 + Q_2)^2.$$

$$K_{1+2+3} = \frac{K_{1+2}}{\left(1 + \sqrt{\frac{K_{1+2}}{K_3}}\right)^2} \tag{7}$$

Cu datele numerice înscrise în fig. 3 se obține:
aplicînd ecuația (6):

$$K_{1+2+3} = \frac{1}{200 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{1 \times 100}{200 \times 2}} + \sqrt{\frac{1 \times 900}{200 \times 2}}\right)^2} = \frac{1}{1\,800}$$

sau aplicînd ecuația (7):

$$K_{1+2} = \frac{2}{400 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{2 \times 100}{400 \times 2}}\right)^2} = \frac{2}{900}$$

$$K_{1+2+3} = \frac{2}{900 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{2 \times 900}{900 \times 2}}\right)^2} = \frac{1}{1800}$$

4.2. Caracteristica unui ansamblu de tronsoane succesive

Pentru două sau mai multe tronsoane de conductă succesive, rezistența hidrodinamică totală se obține prin însumarea rezistențelor de pe fiecare tronson.

În fig. 4, s-a schițat o conductă constituită din două tronsoane distincte.

Rezistența hidrodinamică a ansamblului format de cele două tronsoane va fi :

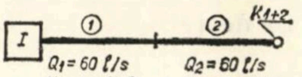


Fig. 4. — **Tronsoane succesive de conductă**

$$H_{1+2} = H_1 + H_2$$

Potrivit ecuației (2) se va putea scrie aceeași relație :

$$K_{1+2} \cdot Q_1^2 = K_1 \cdot Q_1^2 + K_2 \cdot Q_2^2$$

Deoarece însă $Q_1 = Q_2$, rezultă : $K_{1+2} = K_1 + K_2$ (8)

Ceea ce înseamnă că, în cazul tronsoanelor succesive, caracteristica globală a ambelor tronsoane este egală cu suma celor două caracteristici luate separat.

Generalizînd, se va putea scrie pentru n tronsoane succesive :

$$K_{1+ \dots n} = \sum_1^n K_i \qquad (8a)$$

Cu datele numerice înscrise în fig. 4 se obține :

$$K_{1+2} = \frac{3}{3600} + \frac{6}{3600} = \frac{9}{3600}$$

Ca o verificare, calculăm pierderea de presiune totală în cele două tronsoane :

$$H_{1+2} = \frac{9}{3600} \cdot 60^2 = 9 \text{ m } H_2O$$

Cu aceste dezvoltări, caracteristica globală a unei rețele de felul celei schițate în fig. 5 se va determina în felul următor :

Se calculează caracteristica fiecărei ramificații, apoi se calculează caracteristica de substituție a celor trei ramificații : 1, 2 și 3 conform ecuațiilor (6) sau (7).

Adăugînd, la aceasta din urmă, caracteristica tronsonului 4, se obține, conform ecuației (8), caracteristica globală a rețelei.

Din exemplificarea numerică de la fig. 3 s-a obținut, cu aceleași valori ca cele înscrise în fig. 5, caracteristica de substituție a celor trei ramificații :

$$K_{1+2+3} = \frac{1}{1800}$$

astfel că rezultă cu :

$$K_4 = \frac{2}{3600}$$

$$K_{1+2+3+4} = K_{1+2+3} + K_4 = \frac{1}{1800} + \frac{2}{3600} = \frac{1}{900}$$

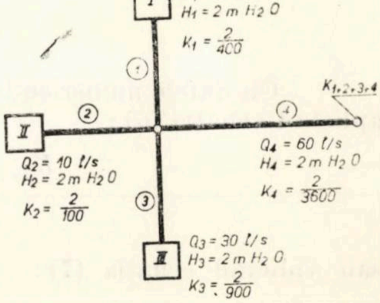


Fig. 5. — **Rețea de conducte arborescente**

Rezistența hidrodinamică, în punctul de joncțiune al celor trei ramificații 1, 2 și 3, este aceeași pentru oricare din ramificații, așa că se va putea scrie :

$$H_{1+2+3} = 2 \text{ m } H_2O$$

și deci :

$$H_{1+2+3+4} = H_{1+2+3} + H_4 = 2 + 2 = 4 \text{ m } H_2O$$

La acelaşi rezultat se ajunge dacă se calculează căderea de presiune totală din reţea cu ajutorul caracteristicii globale a reţelei:

$$H_{1+2+3+4} = \frac{1}{900} \cdot 60^2 = 4 \text{ m } H_2O$$

5. UTILIZAREA PRACTICĂ A CARACTERISTICILOR DE REŢEA

Caracteristicile de reţea pot fi utilizate pentru aprecierea echilibrului hidrodinamic, precum şi pentru determinarea măsurilor care trebuie luate în vederea restabilirii lui atunci cînd intervin modificări funcţionale sau de structură.

Un exemplu va clarifica această utilitate practică. În acest scop, presupunem că există reţeaua de distribuţie din fig. 6.

Cu valorile numerice înscrise în schiţa din fig. 6, urmează a se determina, din punct de vedere hidrodinamic, ce fenomene implică racordarea în punctul C a unui nou consumator cu un debit de 40 l/s.

Potrivit ecuaţiei (5), caracteristica celor două tronsoane 1 şi 2, corespunzătoare punctului de joncţiune A, este:

$$K_{1+2} = \frac{2}{400\left(1 + \sqrt{\frac{2 \times 100}{400 \times 2}}\right)^2} = \frac{4}{1800}$$

Caracteristica tronsoanelor 1, 2 şi 3, conform ecuaţiei (8) este:

$$K_{1+2+3} = \frac{4}{1800} + \frac{2}{900} = \frac{8}{1800}$$

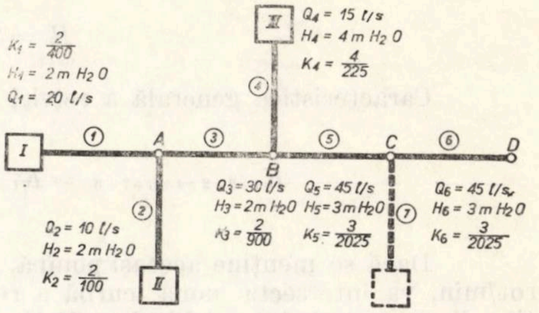


Fig. 6. — Schiţa unei reţele de distribuţie

Caracteristica globală a tronsoanelor 1, 2, 3 şi 4, conform ecuaţiei (5) este:

$$K_{1+2+3+4} = \frac{4}{225 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{4 \times 1800}{225 \times 8}}\right)^2} = \frac{2}{2025}$$

Caracteristica tronsoanelor 1, 2, 3, 4 şi 5 este, conform ecuaţiei (8):

$$K_{1+2+3+4+5} = \frac{4}{2025} + \frac{3}{2025} = \frac{7}{2025}$$

Iar caracteristica reţelei în punctul D este:

$$K_{1+2+3+4+5+6} = \frac{7}{2025} + \frac{3}{2025} = \frac{10}{2025} = \frac{1}{202{,}5}$$

Rezistenţa totală hidrodinamică a reţelei este:

$$H = H_1 + H_3 + H_5 + H_6 = 2 + 2 + 3 + 3 = 10 \text{ m } H_2O$$

Acelaşi rezultat se obţine aplicînd ecuaţia (2):

$$H = \frac{1}{202{,}5} \cdot 45^2 = 10 \text{ m } H_2O$$

Punctul de funcţionare al pompei se va găsi la intersecţia dintre caracteristica reţelei calculate mai sus, cu caracteristica de debit a pompei, trasată în fig. 1 pentru o turaţie de 940 rot/min, şi unde se obţine un debit de 45 l/s, la o presiune de 10 m H_2O.

Se presupune că fără să se aducă modificări tronsonului 6, se execută racordul în punctul C al unui nou consumator de 40 l/s. Este evident că pentru echilibru, rezistențele hidrodinamice pe noul racord vor trebui să aibă următoarea valoare :

Caracteristica globală a rețelei în punctul de joncțiune C se modifică, conform ecuației (5), la valoarea :

$$K_{1+2+3+4+5+7} = \frac{7}{1600\left(1+\sqrt{\frac{7\times 2025}{1600\times 7}}\right)^2} = \frac{7}{7225}$$

Scăderea de presiune pe tronsonul 6, prin care trebuie să se scurgă acum 45 + 40 = 85 l/s, va crește de la valoarea de 3 m H_2O (cît corespundea atunci cînd se scurgeau 45 l/s), la următoarea valoare :

$$H_6 = K_6 \cdot Q_6^2 = \frac{3}{2025} \cdot 85^2 = 10{,}7 \text{ m } H_2O$$

Cu aceasta, presiunea necesară noului regim de funcționare al rețelei are valoarea :

$$H = 7 + 10{,}7 = 17{,}7 \text{ m } H_2O$$

Caracteristica generală a rețelei va fi, conform ecuației (8) :

$$K_{1+2+3+4+5+7+6} = K_{1+\ \ +3+4+5+7} + K^6 = \frac{7}{7225} + \frac{3}{2025} = \frac{1}{408}$$

Dacă se menține aceeași pompă, curba sa caracteristică de presiune pentru turația de 940 rot/min, va intersecta noua curbă a rețelei $K = 1/408$ într-un punct în care parametrii funcționali ai pompei sînt : debitul = 54 l/s, presiunea = 7 m H_2O.

Rezultă, deci, că în noua rețea obținută după executarea racordului în punctul C, pompa nu va putea trimite 85 l/s cît sînt necesari, ci numai 54 l/s. În ipoteza că rețeaua ar servi la distribuția căldurii, corpurile de încălzire de la consumatorii deserviți de rețea vor primi un debit de apă caldă mai mic și consecința va fi că instalațiile de încălzire nu vor realiza temperaturile interioare dorite (pentru care au fost dimensionate).

Dacă instalațiile de încălzire au fost dimensionate pentru un regim al apei calde de 90/70°C, atunci cînd temperatura exterioară este de —20°C și cea interioară de +20°C, în noua situație cu circularea a 54 l/s apă caldă, instalațiile de încălzire vor furniza necesarul de căldură pînă la o temperatură exterioară aproximativ de :

$$t_e = 20 - \frac{54}{85}[20 - (-20)] \simeq -5°\text{C}$$

Ca un remediu s-ar putea adopta soluția de a se exploata instalația de încălzire cu temperaturi mai mari ale agentului termic decît cele anterioare (nominale).

O astfel de soluție prezintă dezavantajul supraîncălzirii în perioadele de exploatare de tranziție. Pentru a restabili condițiile de funcționare avute în vedere la dimensionarea corpurilor de încălzire va fi necesar ca rețeaua să recircule 85 l/s apă caldă.

În acest scop, va trebui schimbată turația pompei conform ecuației (3) :

$$n_2 = n_1 \frac{85}{54} = 1480 \text{ rot/min}$$

Noua presiune de pompare va fi :

$$H = \frac{1}{408} 85^2 = 17{,}7 \text{ m } H_2O$$

Noul punct de funcționare se va afla la intersecția curbei caracteristice a rețelei $K = 1/408$ cu caracteristica pompei, funcționînd cu turația de 1480 rot/min.

În ipoteza că s-ar urmări ca presiunea hidrodinamică din punctul de pompare D să rămînă aceeaşi de 10 m H_2O, atunci caracteristica tronsonului 6 va trebui schimbată, astfel ca să fie satisfăcute condiţiile următoare :

$$H_6 = 3 \text{ m } H_2O$$

$$Q_6 = 45 + 40 = 85 \text{ l/s}$$

Rezultă :

$$K_6 = \frac{3}{7225}$$

Caracteristica globală a instalaţiei va fi :

$$K = K_{1+2+3+4+5+7} + K_6 = \frac{7}{7225} + \frac{3}{7225} = \frac{10}{7225} = \frac{1}{722{,}5}.$$

Din fig. 1 se vede că punctul de funcţionare al pompei, aflat la intersecţia caracteristicii acesteia cu caracteristica reţelei $K = 1/722{,}5$ este la aproximativ 60 l/s şi 5 m H_2O. Prin urmare, nu se va putea realiza pomparea a 85 l/s decît tot schimbînd şi turaţia pompei.

Noua turaţie ar urma să fie :

$$n_3 = 940 \frac{85}{60} = 1330 \text{ rot/min.}$$

Dacă în reţeaua iniţială, nemodificată structural, se va pompa în loc de 45 l/s un debit de 60 l/s, cum se va repartiza aceasta pe consumatori şi care va fi presiunea de pompare?

Ecuaţia (2), aplicată la tronsonul 6, va da noua cădere de presiune pe această porţiune, şi anume :

$$H_6 = K_6 \cdot Q_6^2 = \frac{3}{2025} 60^2 = 5{,}35 \text{ m } H_2O$$

Pentru tronsonul 5 : $H_5 = \frac{3}{2\,025} 60^2 = 5{,}35$ m H_2O

Pentru punctul de joncţiune B se pot scrie relaţiile următoare :

$$K_4 \cdot Q_4^2 = K_{1+2+3} \cdot Q_3^2$$

şi

$$Q_4 + Q_3 = 60 \text{ l/s}$$

De unde :

$$Q_4 = Q_3 \sqrt{\frac{K_{1+2+3}}{K_4}} \text{ şi } Q_3\left(1 + \sqrt{\frac{K_{1+2+3}}{K_4}}\right) = 60$$

De unde :

$$Q_3 = \frac{60}{1 + \sqrt{\frac{K_{1+2+3}}{K_4}}} = \frac{60}{1 + \sqrt{\frac{8 \times 225}{1800 \times 4}}} = 40 \text{ l/s}$$

şi :

$$Q_4 = 60 - Q_3 = 60 - 40 = 20 \text{ l/s}$$

Presiunea în punctul de joncţiune B va fi :

$$H_4 = K_4 \cdot Q_4^2 = \frac{4}{225} 20^2 = 7{,}1 \text{ m } H_2O$$

Căderea de presiune pe tronsonul 3 va fi :

$$H_3 = K_3 \cdot Q_3^2 = \frac{2}{900} 40^2 = 3{,}56 \text{ m } H_2O$$

Pentru punctul de joncţiune A se vor scrie relaţiile:

$$Q_1 + Q_2 = 40 \text{ l/s} \qquad \text{şi } Q_1 = Q_2 \cdot \sqrt{\frac{K_2}{K_1}}$$
$$K_1 \cdot Q_1^2 = K_2 \cdot Q_2^2$$

Prin urmare:

$$Q_2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{K_2}{K_1}}\right) = 40 \text{ l/s}$$

şi deci:

$$Q_2 = \frac{40}{1 + \sqrt{\frac{2 \times 400}{100 \times 2}}} = 13{,}3 \text{ l/s}$$

Rezultă:

$$Q_1 = 40{,}0 - 13{,}3 = 26{,}7 \text{ l/s}$$

Noua presiune în punctul de joncţiune A va fi:

$$H_1 = K_1 Q_1^2 = \frac{2}{400} 26{,}7^2 = 3{,}56 \text{ m } H_2O$$

Cu aceste rezultate, presiunea totală de pompare trebuie să fie:

$$H = 3{,}56 + 3{,}56 + 5{,}35 + 5{,}35 = 17{,}82 \text{ m } H_2O$$

În acelaşi mod se procedează, pentru a se determina noile condiţii de distribuţie din reţea, atunci cînd s-ar pompa o cantitate mai mică de apă. Modificările de debit de pompare, atunci cînd nu se efectuează nici o schimbare în structura reţelei, produc numai o deplasare a punctului de funcţionare pe curba caracteristică a reţelei.

Dacă, păstrînd pompa, se aduc modificări în structura reţelei, prin montarea unei clape de reglaj sau prin schimbarea poziţiei clapetei la o clapetă de reglaj existentă, atunci modificările de debit se produc prin deplasarea punctului de funcţionare pe curba caracteristică a pompei. În cazul instalaţiilor de încălzire, acestea au drept consecinţă o deplasare a diferenţei medii de temperatură pentru corpurile de încălzire, cu efecte directe asupra cedării de căldură a acestora.

6. RACORDAREA POMPELOR LA REŢEA

S-a presupus în demonstraţiile şi aplicaţiile precedente că reţeaua instalaţiei de încălzire este deservită de o singură pompă centrifugală. În ipoteza că la reţea sînt racordate mai multe pompe, caracteristicile energetice ale acestora şi ale instalaţiei se află în anumite raporturi, care pot să fie determinate pe cale analitică.

6.1. Montarea pompelor în serie

Se notează:

Q_R = debitul total al reţelei;
H_R = presiunea hidrodinamică a reţelei;
K_R = caracteristica hidrodinamică a reţelei;
Q_P = debitul la montarea în serie a unei pompe centrifugale;
H_P = presiunea dezvoltată de pompă la funcţionarea în serie;
K_P = caracteristica de reţea corespunzătoare parametrilor de funcţionare în serie a pompei.

În ipoteza că se montează două pompe identice în serie, presiunea rezultată în reţea va fi egală cu suma presiunilor celor două pompe, în timp ce debitul va fi unul şi acelaşi, atît pentru fiecare din pompe, cît şi pentru reţea.

Analitic, aceasta se exprimă astfel:

$$H_R = 2 \cdot H_P \tag{9}$$

$$Q_R = Q_P \tag{10}$$

Prin aplicarea ecuației (2) se mai pot scrie relațiile următoare:

$$H_R = K_R \cdot Q_R^2$$

și

$$H_P = K_P \cdot Q_P^2$$

Sau, făcînd substituțiile respective în ecuația (9),

$$K_R \cdot Q_R^2 = 2 \cdot K_P \cdot Q_P^2 = 2 \cdot K_P \cdot Q_R^2$$

De unde rezultă :

$$K_P = \frac{1}{2} K_R \tag{11}$$

În mod analog, dacă numărul pompelor centrifugale identice montate în serie este n, relațiile analitice de debit și presiune vor fi următoarele :

$$H_R = n \cdot H_P \tag{12}$$

$$Q_R = Q_P \tag{13}$$

De unde, operînd substituțiile conform ecuației (2), se obține expresia generalizată :

$$K_P = \frac{1}{n} K_R \tag{14}$$

Presupunem că într-o rețea, avînd caracteristica $K_R = \frac{1}{100}$ debitează o pompă 35 l/s la o presiune de 12,5 m H_2O (fig. 1 pentru $n_1 = 940$ rot/min) și s-ar urmări dublarea presiunii prin montarea în serie a încă unei pompe.

Conform ecuației (11), caracteristica de rețea corespunzătoare parametrilor pompei la funcționare în serie va fi :

$$K_P = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{100} = \frac{1}{200}$$

Intersecția acestei curbe cu caracteristica pompei pentru $n_1 = 940$ rot/min (fig. 1) fixează punctul de funcționare al fiecărei pompe la debitul de 45 l/s și presiunea de 10 m H_2O. Ceea ce înseamnă că, potrivit ecuației (9), în rețea se va realiza, prin montarea în serie a celor două pompe, o presiune de :

$$H_R = 2 \cdot 10 = 20 \text{ m } H_2O$$

și un debit de 45 l/s, iar punctul de funcționare al celor două pompe se va situa pe caracteristica de rețea :

$$K_R = \frac{2 \cdot 10}{45^2} = \frac{1}{100}$$

Prin urmare, prin montarea în serie a încă unei pompe nu se obține chiar o dublare a presiunii date de o pompă cînd funcționează singură, în schimb se produce și o mărire a debitului (de la 35 l/s la 45 l/s).

Dacă la aceeași rețea cu caracteristici $K_R = \frac{1}{100}$ se montează în serie trei pompe centrifugale identice ca cele din exemplul precedent, atunci, conform ecuației (14), caracteristica de rețea corespunzătoare parametrilor pompei la funcționare în serie va fi :

$$K_P = \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{100} = \frac{1}{300} \cdot$$

Intersecţia acestei curbe, cu caracteristica de presiune a pompei, funcţionînd cu turaţia constantă $n_1 = 940$ rot/min, determină, în fig. 1, punctul de funcţionare al fiecărei pompe, identic pentru toate trei, la debitul de 51 l/s şi presiunea de cca 8,68 m H_2O. Presiunea care se obţine în reţea prin racordarea în serie a celor 3 pompe este, conform ecuaţiei (12), de:

$$H_R = 3 \times 8{,}68 = 26{,}0 \text{ m } H_2O$$

Punctul lor de funcţionare va fi pe reţeaua cu caracteristica:

$$K_R = \frac{3 \times 8{,}68}{51^2} = \frac{1}{100}:$$

6.2. Montarea pompelor în paralel

Montajul în paralel al pompelor se utilizează, cu precădere, în scopul de a se multiplica debitul pompat în reţea.

În ipoteza că pompele sînt identice, fiecare pompă racordată la reţea va trebui să poată dezvolta presiunea reţelei, iar debitul reţelei va trebui să se dividă în mod egal pe fiecare pompă. Analitic, această stare hidrodinamică se exprimă, utilizînd notaţiile precedente, astfel:

$$H_R = H_P \tag{15}$$

$$Q_R = n \cdot Q_P \tag{16}$$

Operînd substituţiile rezultate prin aplicarea ecuaţiei (2), se obţine:

$$K_P = n^2 \cdot K_R \tag{17}$$

Presupunem, pentru exemplificare, că la o reţea avînd caracteristica $K_R = \frac{1}{100}$ şi în care debitează o pompă centrifugală 35 l/s la o presiune de 12,5 m H_2O, se mai racordează în derivaţie o pompă identică şi dorim să determinăm noul punct de funcţionare al sistemului.

Conform ecuaţiei (17), caracteristica de reţea corespunzătoare parametrilor pompei la funcţionarea în derivaţie va fi:

$$K_P = 2^2 \cdot \frac{1}{100} = \frac{1}{25}.$$

Intersecţia acestei curbe, cu caracteristica de presiune a pompei, funcţionînd cu turaţia constantă de $n_1 = 940$ rot/min, determină, în fig. 1, punctul de funcţionare al fiecărei pompe pentru starea de racordare în paralel, la debitul de 19,5 l/sec şi presiunea de 15,25 m H_2O.

Debitul ansamblului celor două pompe, conform ecuaţiei (16), va fi:

$$Q_R = 2 \times 19{,}5 = 39 \text{ l/s}.$$

Punctul de funcţionare al sistemului se află situat pe caracteristica de reţea:

$$K_R = \frac{15{,}25}{39^2} = \frac{1}{100},$$

rezultat care confirmă echilibrul hidrodinamic.

Dacă la aceeaşi reţea vom mai racorda în paralel încă o a treia pompă identică cu celelalte două, atunci caracteristica de reţea corespunzătoare parametrilor de funcţionare a pompei va fi, conform ecuaţiei (17):

$$K_P = 3^2 \cdot \frac{1}{100} = \frac{1}{11{,}1}.$$

Intersecţia acestei curbe cu caracteristica de presiune a pompei, funcţionînd la turaţia constantă $n_1 = 940$ rot/min, determină punctul de funcţionare al fiecărei pompe pentru starea de racordare în derivaţie la un debit de 13 l/s şi o presiune de 15,25 m H_2O.

Ansamblul celor trei pompe va realiza un debit de:

$$Q_R = 3 \times 13 = 39 \text{ l/s}$$

la o presiune de:

$$H_R = 15{,}25 \text{ mH}_2\text{O}.$$

Punctul de funcţionare al ansamblului se va situa pe caracteristica de reţea:

$$K_R = \frac{15{,}25}{(3 \times 13)^2} = \frac{1}{100}.$$

Rezultă că, în cazul acesta, montarea în paralel a celei de-a treia pompe nu are nici un avantaj. Ba mai mult, nu numai că implică un consum de energie în plus, dar produce şi o scădere a randamentului celorlalte două pompe (care, astfel, vor consuma şi ele mai multă energie pentru acţionare).

7. CONCLUZII

Cunoaşterea caracteristicilor de reţea oferă posibilitatea unui calcul rapid al debitelor şi presiunilor într-o instalaţie, atunci cînd se aduc modificări parţiale instalaţiei sau atunci cînd, păstrîndu-se neschimbată instalaţia, se aduc modificări parametrilor funcţionali (debit, presiune). Este recomandabil, de aceea, ca pe schema tuturor proiectelor de instalaţii susceptibile de transformări datorită unor majorări ori racordări de noi consumatori, să se înscrie caracteristicile de reţea pe toate ramificaţiile principale şi pe tronsoane. In acest scop s-au stabilit formulele matematice necesare.

O judicioasă alegere a pompelor racordate la o reţea impune cunoaşterea curbelor caracteristice ale pompelor. Cataloagele uzinelor de pompe vor trebui, de aceea, să conţină, în mod obligatoriu, aceste curbe energetice.

O pompă racordată la o reţea va realiza numai acel debit care corespunde, pe caracteristica sa de presiune, cu înălţimea statică şi rezistenţa hidrodinamică a reţelei. Acest echilibru se stabileşte la intersecţia dintre curba caracteristică a reţelei cu curba caracteristică de presiune a pompei, intersecţie denumită punct de funcţionare.

Nu este permis a se prevedea racordarea în serie ori în paralel a mai multor pompe la o reţea decît după ce s-a stabilit matematic, pe baza curbei energetice a pompei şi a curbei caracteristice a reţelei, că punctul de funcţionare al ansamblului rezultat şi parametrii de funcţionare ai pompei, în condiţiile montajului ales, constituie soluţia tehnico-economică optimă (investiţii minime şi consum minim de energie electrică pentru acţionarea electromotoarelor).

Se menţionează că cele de mai sus sînt valabile pentru orice fluid, în limitele în care compresibilitatea acestuia poate fi neglijată.

De asemenea, cele stabilite cu privire la montajul pompelor îşi păstrează valabilitatea în cazul oricăror agregate centrifugale de vehiculare a fluidelor (ventilatoare centrifugale).

BIBLIOGRAFIE

[1] DRĂGHICI N.N.: *Conducte pentru transportul fluidelor*. Bucureşti, Ed. tehnică, 1971.

[2] DRĂGOTESCU N., GHILICEANU M., ONICEANU V. şi VASILACHE N.: *Transportul pe conducte al ţiţeiului, gazelor şi produselor petroliere*. Bucureşti, Ed. tehnică, 1961.

[3] FISCHER L. I.: *Die Pumpen Normalwasserheizung*. Berlin-Charlottenburg, Marhold Verlag, 1966.

[4] KOPIEV S.F.: *Alimentarea cu căldură*. Bucureşti, Ed. tehnică, 1957.

[5] VOINESCU V., NICULESCU N., LĂZĂRESCU L.: *Îndrumătorul instalatorilor*. Bucureşti, Ed. tehnică, 1964.

Primit la redacţie la 8 febr. 1973

CRONICA

Conferinţa mondială de inginerie antiseismică

În perioda 15—29 iunie 1973 a avut loc la Roma cea de-a V-a Conferinţă mondială de inginerie antiseismică, sub auspiciile Asociaţiei internaţionale de inginerie antiseismică (International Association for Earthquake Engineering-I.A.E.E.), asociaţie la care este afiliată şi ţara noastră.

Conferinţa a fost organizată în Italia de către Ministerul Lucrărilor Publice în colaborare cu Asociaţia italiană de inginerie antiseismică şi sub distinsul patronaj al Preşedintelui Republicii Italia, prof. Giovanni Leone.

Precedenta conferinţă mondială a avut loc în 1969 la Santiago de Chile, iar următoarea va avea loc peste patru ani în India, la New Delhi.

La sesiune au participat delegaţi din 46 de ţări din Europa, Asia, Africa, America şi Australia. Cele mai numeroase delegaţii au fost cele ale S.U.A., Japoniei şi Italiei, fiecare cu peste 150 de participanţi. Ţara noastră a fost reprezentată de o delegaţie compusă din 8 participanţi : ing. Şt. Dima, adjunct al ministrului construcţiilor industriale, ing. G. Şerbănescu şi dr. ing. H. Sandi de la INCERC-Bucureşti, ing. D. Diaconu şi ing. M. Manolovici de la INCERC-filiala Iaşi, din partea Ministerului Construcţiilor Industriale, ing. I. Toma de la I.S.P.H., din partea Ministerului Energiei Electrice, şi prof. ing. N. Korcinski şi dr. ing. M. Ieremia de la Institutul de Construcţii-Bucureşti.

Lucrările sesiunii au constat din expuneri generale ale unor specialişti de prestigiu, precum şi din comunicări prezentate de diverşi cercetători în cadrul unor grupe de lucru, urmate de discuţii libere.

În marea sală de recepţie a Palatului Congreselor s-a organizat o expoziţie de instrumente seismice, unde şi-au expus produsele 11 firme : 5 firme din Italia, 3 firme din S.U.A. şi cîte o firmă din U.R.S.S., Japonia şi respectiv Turcia.

S-a organizat, de asemenea, o expoziţie de cărţi tehnice de specialitate, precum şi de diverse normative şi instrucţiuni privind măsurile pentru o bună proiectare antiseismică a construcţiilor.

Revenind la lucrările propriu-zise ale conferinţei, prezentăm mai jos lista conferenţiarilor şi a celor patru expuneri generale :

— Prof. K. Muto (Japonia) : ,,*Proiectarea rezistentă la cutremure a instalaţiilor centralelor nucleare*''.

— Prof. N. N. Ambraseys (Anglia) : ,,*Dinamica solurilor şi interacţiunea între sol şi structură*'' (în regiuni epicentrice ale cutremurelor puternice).

— Prof. E. Rosenblueth (Mexic), noul preşedinte al I.A.E.E. pentru perioada 1973/1977 : ,,*Analiza riscului*'' (privind mişcările seismice) şi

— Prof. G. W. Housner (S.U.A.), preşedintele I.A.E.E. în perioada 1969/1973 : ,,*Trăsăturile importante ale mişcărilor de teren de natură seismică*''

Aceste expuneri au fost urmate de comunicări în secţii, cuprinzînd aspecte foarte variate şi grupate astfel :

1. — ,,*Efectele ultimelor cutremure distrugătoare*'' : două şedinţe conduse de K. Nakagawa (Japonia) şi respectiv S. V. Poliakov (U.R.S.S.) ; 25 referate.

S-au prezentat date însoţite de comentarii şi concluzii privind consecinţele distrugătoare ale recentelor cutremure puternice care au avut loc în Iran (Ghir, 10.04. 1972), Peru (31.05.1972), Chile (zona centrală, 8. 07. 1971), Nicaragua (decembrie 1972), Turcia (Bingol, 22. 05. 1971 şi în general, în perioada 1969—1972), Japonia (Tokachioki, 1968), Filipine (ins. Luzon, 2. 08. 1968 şi 7. 04. 1970) S.U.A. (San Fernando, California, 9. 02. 1971), U.R.S.S. (Zanghezur, 1968 ; Taşkent, 1966 şi zona Mării Caspice), India ş.a.

2. — ,,*Răspunsul structurilor la mişcările de teren*'' : 7 şedinţe conduse pe rînd de T. Hisada (Japonia). R. W. Clough (S.U.A.), K. Kubo (Japonia), G. V. Berg (S.U.A.), H. Umemura (Japonia), J. Penzien (S.U.A.), R. Flores (Chile) ; 96 referate.

3. — ,,*Încercarea dinamică a structurilor*'' : 3 şedinţe conduse de J. F. Borges (Portugalia), J. Krishna (India) şi S. Cherry (Canada) ; 43 referate.

4. — ,,*Dinamica solurilor şi interacţiunea sol-structură*'' : două şedinţe prezidate de H. B. Seed (S.U.A.) şi N. N. Ambraseys (Anglia) ; 30 referate.

5. — ,,*Seismicitatea şi mişcările pămîntului*'' : două şedinţe prezidate de B. A. Bolt (Anglia) şi S. V. Medvedev (U.R.S.S.) ; 29 referate.

6. — ,,*Mişcările seismice ale terenului şi raionarea la cutremure*'' : două şedinţe prezidate de A. Arias (Chile) şi K. Kanai (Japonia) ; 33 referate.

7. — ,,*Moduri de fundare şi interacţiunea sol-structură*'' : 3 şedinţe prezidate de J. K. Minami (Japonia), S. Okamoto (Japonia) şi C. Cestelli Guidi (Italia) ; 43 referate.

8. — ,,*Comportarea dinamică a elementelor unei structuri*'' : două şedinţe

prezidate de E. Giangreco (Italia) și J. Despeyroux (Franța); 30 referate.

9. — ,,*Proiectarea și consolidarea structurilor și proiectarea rezistentă la unda seismică*" : 3 ședințe prezidate de G. Brankov (Bulgaria), O. A. Glogau (Noua Zeelandă) și U. Fuxa (Italia); 38 referate.

10. — ,,*Proiectarea rezistentă la cutremur a instalațiilor centralelor nucleare*" o ședință condusă de N. M. Newmark (S.U.A.); 16 referate.

11. — ,,*Statistica și cota riscului seismic*" : două ședințe conduse de E. Rosenblueth (Mexic) și L. Esteva (Mexic); 26 referate.

12. — ,,*Probleme speciale ale ingineriei seismice*" : o ședință prezidată de G. Grandori (Italia); 12 referate.

13. — ,,*Prevenirea dezastrelor*" : o ședință prezidată de D. Sfintesco (Franța); 9 referate.

14. — ,,*Instrumente de înregistrare a cutremurelor*" : o ședință prezidată de D. E. Hudson (S.U.A.); 12 referate prezentate.

După cum se poate remarca, tematica conferinței, deosebit de bogată, a obligat auditoriul la o alegere strictă, determinată de interesul științific al fiecărui participant. Ca formă de prezentare, comunicările au redat mai întîi anumite aspecte teoretice generale, urmate de exemple concrete și concluzii.

Specialiștii români au prezentat la conferință un număr de 8 referate: 4 prezentate în grupa a 2-a, 3 referate în grupa a 3-a și un referat în grupa a 8-a.

Dintre cele aproape 100 de referate prezentate în cadrul grupei a 2-a: ,,Răspunsul structurilor la mișcările de teren" (Response of structures to ground shaking), menționăm cîteva probleme care ni s-au părut deosebit de interesante:

— *Principiile teoriei dinamice a proiectării rezistente la cutremure a sistemelor complexe ale structurilor subterane, prezentat de* T. Rașidov (U.R.S.S.);

— *O propunere pentru analiza răspunsului la cutremur al structurilor lungi și criterii de proiectare antiseismică a liniilor de conducte* de A. Sakurai, C. Kurihara și T. Takahashi (Japonia);

— *Spectrul seismic de proiectare al conductei trans-Alaska* de N. M. Newmark și W. J. Hall (S.U.A.);

— *Folosirea analizei nelineare în interpretarea răspunsului la cutremur al stîlpilor de înaltă tensiune* de K. L. Merz, S. A. Adham și P. J. Richter (S.U.A.);

— *Proprietățile dinamice ale podurilor de autostradă* de E. Kuribayashi și T. Iwasaki (Japonia);

— *Metoda analizei efort-deplasare pentru baraje sub acțiunea undelor seismice* de Diatlovitski și V. Turov (U.R.S.S.);

— *Metoda elementului finit pentru determinarea caracteristicilor dinamice ale unui sistem baraj în arc-lac de acumulare* de B. Nath (Anglia);

— *Răspunsul dinamic al arcelor sub acțiunea forțelor seismice* de S. K. Thakkar și A. S. Arya (India);

— *Răspunsul la cutremur al unei clădiri cu multe niveluri, sprijinită pe stîlpi*, de S. Yamamoto și T. Seki (Japonia);

— *Probleme de optimizare în proiectarea antiseismică* de N. C. Nigam și S. Narayanan (India);

— *Analiza oscilațiilor torsionale*, prezentat de P. Mazilu, H. Sandi și D. Teodorescu (România); etc.

Ca participant la cea de-a V-a Conferință mondială de inginerie antiseismică apreciez că această manifestare științifică de înalt prestigiu din domeniul științei construcțiilor și-a atins pe deplin scopul, în sensul că a favorizat un larg schimb de cunoștințe, înlesnind cooperarea specialiștilor din diferite țări ale lumii în efortul lor comun de a proteja omenirea în fața calamităților naturii.

Dr. ing. Mircea Ieremia

ȘEDINȚA DE LUCRU A COMISIEI C.I.B. W-40 PRIVIND

TRANSFERUL DE CALDURA ȘI MASA ÎN CONSTRUCȚII

În perioada 13—17 august 1973 a avut loc la Birmingham ședința de lucru a comisiei W-40 privind ,,*Transferul de căldură și masă în construcții*", din cadrul C.I.B. (Conseil International du Bâtiment), sub președenția ing. Bob Vos, șeful Diviziei Termice din cadrul T.N.O. (Institutul pentru materiale de construcții și structuri de construcții din Delft, Olanda) și organizarea prof. A. Pratt, șeful Departamentului de construcții de la Universitatea Aston in Birmingham.

Au participat 24 delegați și specialiști din: Anglia, Danemarca, Franța, Italia, Norvegia, Olanda, Polonia, Suedia, R. S. România, Statele Unite ale Americii.

Delegația INCERC a fost formată din prof. dr. ing. Virgil Focșa și ing. E. Dimitriu-Vâlcea, membri ai acestei comisii.

În cadrul comisiei de lucru, s-au dezbătut probleme de interes deosebit din domeniul higrotermicii construcțiilor:

— metodologia de determinare a caracteristicilor termice ale materialelor de construcție;

— structuri ușoare de pereți și terase, comportarea și caracteristicile lor higrotermice;

— comportarea izolațiilor termice din materiale poroase;

— optimizarea proiectării termice a elementelor de construcție cu ajutorul calculatoarelor, ș.a.

Delegația română a prezentat comunicările ,,*Terasă cu ventilație naturală*" și ,,*Acțiunea radiației solare asupra teraselor cu izolație hidrofugă dispusă direct pe termoizolație*", ce au fost primite cu interes și aprecieri, avînd în vedere incidența lor cu practica construcțiilor.

Nivelul înalt al discuțiilor, spectrul larg de probleme abordate, teoretice și experimentale, din domeniul higrotermicii construcțiilor au subliniat interesul major al acestei manifestări internaționale cu implicații semnificative pentru colaborarea și cooperarea noastră în domeniul științei și tehnicii construcțiilor.

RECENZII

FINITE ELEMENTE IN DER STATIK

Elementele finite în statică

Berlin, München, Düsseldorf, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1973 XIX+456 pag.; 146 fig.; 42 tab.

Cartea, recent apărută sub redacția lui K. E. Buck de la Brown, Boveri & Co. din Mannheim, D. W. Scharpf de la Institutul de Calcul și Dezvoltare în Construcții din Stuttgart, E. Stein de la Catedra de Mecanica Construcțiilor a Universității Tehnice din Hannover și W. Wunderlich de la Institutul de Construcții Inginerești al Universității Ruhr din Bochum, este o culegere de 20 de articole tratînd, relativ exhaustiv, noua tehnică a calculului structurilor cu ajutorul elementelor finite.

Prima parte, intitulată ,,*Introducere în metoda elementelor finite*" cuprinde două articole scrise de înșăși redactorii lucrării și ocupă aproape o treime din volum:

1. Introducere în metoda matricială a deplasărilor de K. E. Buck și D. W. Scharpf. Plecînd de la teoria liniară a elasticității, în acest articol se dezvoltă bazele metodei matriciale a deplasărilor cu elemente finite, tratîndu-se pe scurt și probleme cu neliniaritate geometrică sau matricială. Se dă un exemplu simplu pentru arătarea modului în care decurg calculele. Ampla aplicabilitate a metodei, care permite rezolvarea cu ajutorul calculatoarelor mari a practic oricărei probleme statice sau dinamice, este demonstrată prin patru tabele cuprinzînd în total 36 tipuri de elemente posibile, precum și prin șase exemple de aplicare (p. 1—70, 114 ref. bibl.).

2. Metode cu elemente finite ca procedee variaționale directe ale elastostaticii de E. Stein și W. Wunderlich. Pornind de la principiile variaționale clasice ale teoriei elasticității, autorii formulează metoda elementelor finite atît sub forma metodei deplasărilor, cît și a metodei forțelor. Împărțirea structurii în elemente și alegerea funcțiilor de interpolare pe zone sînt privite ca proces variațional ,,direct", în sensul Rayleigh/Ritz, în care o atenție deosebită se acordă condițiilor de continuitate la marginile elementelor. Printre altele se arată care ecuații Euler/Lagrange ale formulării variaționale asociate pot fi satisfăcute cu aproximație sub formă discretă. După prezentarea unor modele de deplasări pentru probleme bidimensionale (cu exemple), se tratează pe scurt extinderea principiilor variaționale asupra unor modele hibride și mixte (p. 71—125, 65 ref. bibl.).

Cea de-a doua parte, intitulată ,,*Dezvoltarea metodei*" cuprinde cinci articole prin care se dau unele generalizări, respectiv particularizări ale metodei, după cum urmează:

1. Bazele și aplicarea unui procedeu variațional generalizat de W. Wunderlich (p. 126—144, 10 ref. bibl.);

2. Cu privire la calculul unor pînze elastice subțiri cu deformații mari de R. Harbord (p. 145—158, 5 ref. bibl.);

3. *Calculul tensiunilor și deplasărilor în continuumuri (bi și tridimensionale) pentru materiale elastoplastice cu ecruișaj* de H. Eggers (p. 159—171, 13 ref. bibl.);
4. *Combinarea procedeului modificat al lui Trefftz cu metoda elementelor finite* de E. Stein (p. 172—185, 5 ref. bibl.), și
5. *Folosirea unor procedee iterative pentru calculul structurilor avînd funcții de tensiune diferite pe zone* de H. Ebel (p. 186—196, 12 ref. bibl.).

În partea a treia, avînd titlul ,,*Descrieri de elemente*'' și cuprinzînd șapte articole, se tratează diferite forme particulare ale elementelor finite cu care se poate lucra:

1. *Corpuri de rotație sub încărcări oarecari*, de K. E. Buck (p. 197—215, 15 ref. bibl.);
2. *Elemente de pînză subțire avînd patru laturi și funcțiile lor (polinomiale) pentru deplasări* de H. Fette (p. 216—229, 11 ref. bibl.);
3. *Elemente triunghiulare curbe pentru pînze cilindrice circulare* de B. May (p. 230—241, 7 ref. bibl);
4. *Calculul practic al matricelor de legătură în combinarea procedeului Trefftz cu metoda elementelor finite la suprafețe de curbură mică* de G. Ruoff (p. 242—259, 3 ref. bibl);
5. *Un procedeu de discretizare a ecuației de calcul la stabilitate al unor suprafețe sandviș ortotrope de plan dreptunghiular* de B. Geier (p. 260—274, 7 ref. bibl.);
6. *Calculul suprafețelor subțiri după metoda rețelelor cu elemente curbe* de D. Born (p. 275—289, 15 ref. bibl.), și
7. *Evaluarea limitelor de erori la probleme de margine în teoria elasticității, cu ajutorul unor elemente finite care țin seama cu exactitate de condițiile marginale neomogene* de U. Schomburg (p. 290—301, 19 ref. bibl.).

Partea a patra, sub titlul ,,*Tehnica calculului*'', cuprinde cinci articole tratînd metoda elementelor finite sub aspectul programării ei la calculatorul electronic:

1. *Conceperea unui program de calcul general pentru aplicarea metodei elementelor finite* de E. Schrem (p. 302—320, 19 ref. bibl.);
2. *Asamblarea elementelor prin folosirea unor macroelemente* de W. Riehle (p. 321—344, 2 ref. bibl.);
3. *Despre eroarea numerică la rezolvarea sistemelor de ecuații liniare ale staticii*, de J. R. Roy (p. 345—352, 6 ref. bibl.);
4. *Aplicarea elementului de pînză subțire SHEBA* de N. Lochner (p. 353—372, 8 ref. bibl.), și
5. *Raport asupra unui program eficient cu elemente sandviș pentru plăci și pînze subțiri, precum și cu optimizare programată de bandă* de K. W. Lorenz (p. 373—388, 10 ref. bibl.).

În fine, cel de-al douăzecilea articol, printre ai cărui autori regăsim majoritatea redactorilor, cuprinde, sub formă de tabele, o *sinteză a principalelor programe de calcul* elaborate pînă în prezent cu folosirea elementelor finite:

Unele sisteme generale de programe pentru elemente finite de K. E. Buck, D. W. Scharpf, E. Schrem și E. Stein (p. 389—454, 31 tab.).

Un scurt index încheie lucrarea. Fiecare articol este precedat de cîte un rezumat în limbile germană și engleză.

În ansamblu, lucrarea prezintă un deosebit interes pentru proiectanții și cercetătorii în domeniul construcțiilor și al aeronauticii. După părerea recenzentului, ar fi utilă traducerea în limba română cel puțin a primelor două articole.

Ing. **Gert Kessler**
INCERC—Brașov

Pierre Cormon

BÉTONS LÉGERS D'AUJOURD'HUI

Betoanele ușoare azi

Paris, Eyrolles, 1973

Betoanele ușoare au căpătat, în special în ultimul deceniu, domenii de folosire largi și foarte variate, odată cu diversificarea agregatelor, perfecționarea tehnologiilor de fabricație, creșterea sortimentelor de produse și modalităților de utilizare.

Avînd proprietăți fizico-mecanice care se înscriu între limite foarte largi (densități aparente care variază de la 200 la 1800 kg/m^3, rezistențe la compresiune care pot avea valori cuprinse în intervalul dintre 20 și 500 kgf/cm^2 etc.), betoanele ușoare se folosesc în prezent la lucrări de termoizolații, la confecționarea prefabricatelor pentru pereți, planșee, acoperișuri și la realizarea elementelor structurale din beton armat și precomprimat.

De altfel, dezvoltarea în ultimii an, a producției de betoane ușoare în țări puternic industrializate ca U.R.S.S., S.U.A., R.F.G., Japonia ș.a. dovedește interesul crescînd pentru aceste materiale.

În țara noastră, de asemenea, se folosesc betoane ușoare din agregate foarte variate cum sînt cele de granulit, scorie bazaltică, zgură expandată ș.a., iar producția de beton celular autoclavizat a crescut de cîteva ori în ultimii ani.

Lucrarea de vastă erudiție a lui Pierre Cormon, distinsă în Franța cu premiul pentru cartea tehnică în construcții pe anul 1972, tratează astfel o problemă deosebit de actuală.

Autorul a condensat într-un singur volum un material extrem de bogat, bazat pe numeroase date statistice, pe rezultatele cercetărilor de laborator, analiza tehnologiilor moderne de fabricație și pe experiența acumulată în domeniul folosirii betoanelor ușoare.

Betoanele ușoare care fac obiectul studiilor întreprinse de autor sînt cele din argilă expandată, deșeuri ceramice, cenuși volatile aglomerate, zgură expandată, zgură de cărbune, perlit, piatră ponce, puzzolana, șist expandat, vermiculit, betoane cavernoase cu agregate normale și ușoare, cu agregate vegetale.

Totodată sînt tratate betoanele ce se obțin prin folosirea materialelor pe bază de polimeri: betoane cu polistiren celular, cu spume de poliuretani, spume poliesterice și cele din rășini, ca de exemplu betoanele din argilă expandată și rășini epoxidice, din cenuși volatile, fibre de sticlă și rășini fenolice etc. Un capitol separat este dedicat betoanelor celulare.

În capitolul 1 autorul face o sinteză a avantajelor tehnico-economice ale betoanelor ușoare, indicînd totodată și inconvenientele lor și arată, pe bază de date statistice, dinamica dezvoltării producției de betoane ușoare în diferite țări în ultimii 7—10 ani.

În capitolul 2 betoanele ușoare sînt clasificate în raport cu compoziția și structura lor, ținînd seama de procedeele tehnologice folosite pentru fabricarea lor și natura agregatelor, precum și în raport cu forma sub care ele sînt folosite, sortimente de produse și domenii de folosire.

Capitolul 3 tratează diferitele tipuri de agregate ușoare și betoanele ce se produc cu acestea, arătîndu-se tehnologia de fabricare sau de prelucrare a agregatelor, caracteristicile betoanelor respective și domeniile lor de utilizare. Acest capitol cuprinde numeroase date tehnice extrem de utile și permite proiectantului o alegere judicioasă a betonului în raport cu însușirile lui dominante.

Capitolul 4 tratează betoanele celulare.

În capitolul 5 sînt date caracteristicile mecanice, termotehnice, acustice, cele referitoare la dilatație, contracție, rezistență la foc, curgere lentă, gelivitate, absorbție de apă, umiditatea de echilibru ș.a. ale betoanelor ușoare.

Capitolul 6 este dedicat procedeelor de preparare, punere în operă și de tratare a betoanelor ușoare.

Capitolul 7, cu care se încheie lucrarea, se referă la analiza principalelor domenii de folosire a betoanelor ușoare: sub formă de elemente nestructurale, ca blocuri de zidărie, coșuri, prefabricate pentru pereți despărțitori, planșee, acoperișuri, panouri pentru pereți, și sub formă de elemente structurale: pereți din beton monolit, grinzi, stîlpi, plăci, grinzi și plăci din beton precomprimat, plăci curbe subțiri.

Totodată, în acest capitol sînt tratate aspectele economice ale folosirii elementelor menționate.

Bogăția de date tehnice pe care le cuprinde lucrarea lui Pierre Cormon o face extrem de utilă pentru proiectanți, constructori tehnologi și cercetători.

Dr. ing. **Mihai Simoniei**
INCERC

Erhard Hampe

VORGESPANNTE KONSTRUKTIONEN

THEORIE. TECHNOLOGIE. KONSTRUKTION

Structuri precomprimate

Teorie. Tehnologie.Structuri

**Berlin, VEB Verlag für Bauwesen,
(Vol. II)
440 pag. 476 fig**

Volumul II al lucrării profesorului Erhard Hampe, ,,*Structuri precomprimate*'', vine să întregească această importantă lucrare de sinteză asupra calculului, alcătuirii, tehnologiei de execuție și domeniului de utilizare a structurilor precomprimate.

Autorul a fost timp de mai mulți ani conducătorul unui centru de cercetare și de dezvoltare a industriei constructiilor din Republica Democrată Germană, profesor la Şcoala Superioară de Construcţii din Cottbus şi apoi la Şcoala Superioară de Arhitectură şi Construcţii din Weimar unde este şi şeful catedrei de ,,Beton armat şi beton precomprimat''. În toată activitatea sa a dat o atenţie deosebită structurilor precomprimate, ocupîndu-se atît de aspectele teoretice ale precomprimării, cît şi de aplicarea ei. Activitatea sa în acest domeniu s-a concretizat în numeroase publicaţii, brevete şi construcţii realizate.

Lucrarea în două volume ,,Structuri precomprimate'' ilustrează în mod deosebit experienţa de proiectant, executant şi profesor a autorului.

După ce, în volumul I, sînt prezentate bazele calculului structurilor elementelor precomprimate, în volumul II autorul tratează calculul diverselor tipuri de structuri din bare sau plăci precomprimate, probleme de alcătuire constructivă şi de tehnologia executării acestora, precum şi aspecte ale utilizării lor în construcţii, cu numeroase exemple de realizări. În lucrare sînt tratate unitar problemele precomprimării structurilor de beton, metal sau mixte din beton şi metal, ponderea principală revenind construcţiilor din beton precomprimat.

Bogatul material al volumului este împărţit de autor în 5 părţi avînd următorul conţinut:

1. *Calculul structurilor din grinzi şi cadre precomprimate*;

Sînt prezentate elemente pentru calculul static al structurilor precomprimate din bare, ţinînd seama şi de proprietăţile plastice ale materialelor. Un capitol important (1.5) se ocupă de calculul în teoria plasticităţii a structurilor din bare, cu particularizări pentru structuri precomprimate de oţel-beton sau mixte din beton şi oţel.

Se tratează, de asemenea, aspecte ale domeniului de amplasare a cablurilor la elementele static nedeterminate din beton precomprimat (cap. 1.6). Elementele pentru calculul static prin metoda generală a eforturilor sînt prezentate în amănunt, pentru diferite tipuri de structuri din bare: grinzi cu o deschidere, console, grinzi continue, cadre, şi pentru diferite trasee de cabluri.

2. *Calculul structurilor precomprimate din plăci plane şi curbe*

Este analizată pe larg starea de eforturi datorită precomprimării grinzilor pereţi, plăcilor plane circulare şi dreptunghiulare, pereţilor de rezervoare cilindrice şi cupolelor.

3. *Alcătuirea constructivă a structurilor precomprimate.*

Această parte a lucrării tratează cîteva aspecte constructive, de alcătuire şi armare a elementelor precomprimate, ca:

— fixarea armăturii de precomprimare la poziţia cerută de proiect;

— procedee moderne de ancorare a armăturilor pretensionate şi alcătuirea zonelor de ancorare;

— alcătuirea zonelor de curbare a cablurilor;

— alcătuirea zonelor de îmbinare a elementelor;

Expunerea este însoţită de variate exemple de soluţii folosite la construcţii executate.

4. *Probleme tehnologice la executarea construcţiilor precomprimate*

Sînt prezentate tipuri moderne de ancoraje şi modul lor de execuţie, metode şi utilaje de realizare a pretensionării armăturii, probleme privind executarea tecilor pentru fascicolele postîntinse, tehnologii de executare pe stand a elementelor precomprimate prefabricate, metode de control a forţei de precomprimare, aspecte privind asamblarea şi montarea elementelor prefabricate.

5. *Construcţii executate*

În această ultimă parte a volumului sînt selectate şi prezentate, pentru ilustrarea domeniului variat al construcţiilor precomprimate, diverse tipuri de structuri de beton precomprimat sau metalice realizate în ultimii ani. Este rezervat un capitol problemelor de calcul şi de alcătuire a structurilor metalice precomprimate.

În general, volumul se remarcă printr-o înaltă ţinută ştiinţifică, o abordare amănunţită şi temeinică a problemelor, o ordine logică şi cursivă de prezentare a acestora, un bogat material ilustrativ. Calculele sînt însoţite de tabele şi grafice utilizabile în practica de proiectare curentă a unor astfel de structuri, precum şi de numeroase exemple de calcul.

Prof. univ. emerit ing. Gheorghe Călin

DOCUMENTARE

Raţionalizarea producţiei de construcţii

Acţiunea informaţiilor din execuţie asupra activităţii de proiectare

Sub acest titlu a fost publicat în Suedia un referat* privind conlucrarea dintre proiectant, executant şi beneficiar pe parcursul realizării unei construcţii şi diferite metode de valorificare a experienţei cîştigate de cei trei factori, în special în faza de concepţie a proiectului, astfel încît acesta să corespundă cît mai bine scopului pentru care este întocmit.

Figura 1 prezintă procesul de formulare a deciziilor pe parcursul realizării construcţiei, cu participarea activă a celor trei factori, atît în faza de proiectare, de concepţie, cînd, de fapt, se alege soluţia cea mai eficientă, apoi în faza de execuţie, cînd se urmăreşte realizarea condiţiilor prevăzute în proiect, şi în faza de exploatare, cînd executantul intervine în măsura în care este necesar pentru asigurarea exploatării corespunzătoare a construcţiei.

În acest scop este necesară sistematizarea datelor rezultate din experienţa anterioară cîştigată de executant, cît şi a celor rezultate din exploatarea unor obiecte similare. Aceste date pot fi considerate ca recomandări şi condiţii de care proiectantul trebuie să ţină seama la elaborarea proiectului.

Datele pe care le furnizează constructorul se referă la:

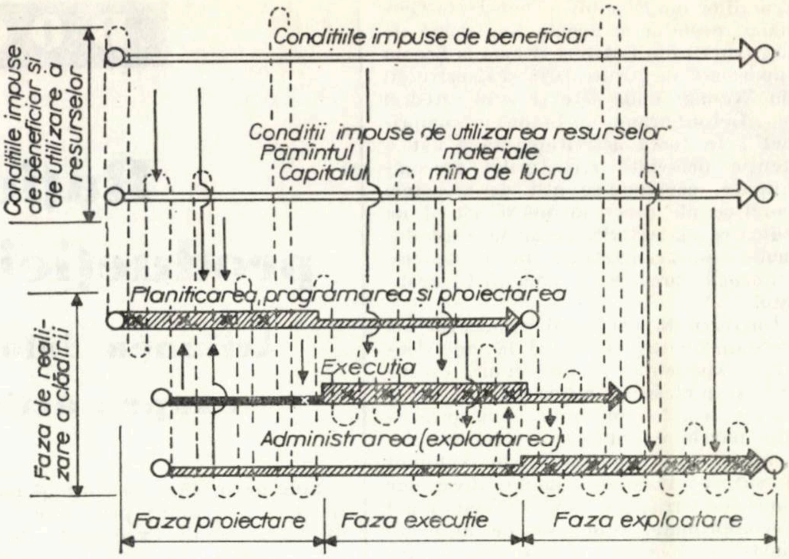
- procesul tehnologic de execuţie, în diferite grade de detaliere: părţi de obiect, faze de execuţie, procese de producţie, atît pentru producţia propriu-zisă, cît şi pentru pregătirea producţiei (indicîndu-se sub formă de grafice şi subgrafice activităţile ce compun execuţia). În figura 2 se dă un exemplu al unui astfel de grafic şi detalierea succesivă a cîte unei activităţi;
- durate de execuţie pentru fiecare activitate şi costul realizării în diferite variante de utilizare a resurselor;
- estimarea costului total ca plafon maximal şi elemente de planificare a resurselor financiare;
- posibilităţi de raţionalizare a procesului de execuţie;
- recomandări şi asistenţă pentru proiectul de organizare a şantierului.

Toate aceste date — şi altele — necesare proiectului trebuie astfel sistematizate încît să poată fi stocate în memoria unui calculator, pentru a constitui elementele unei bănci de date ce va fi consultată de proiectant în etapa de concepţie.

Desigur, culegerea şi coordonarea tuturor datelor sînt obligatorii încă înaintea începerii proiectării, pentru ca ele să poată servi la luarea deciziilor în ce priveşte o serie de elemente deosebit de importante, ca de exemplu: alegerea amplasamentului, costul pe care îl poate suporta beneficiarul, date funcţionale ale obiectului, alegerea sistemului constructiv şi a celorlalte elemente (finisaje, instalaţii, dotări etc.).

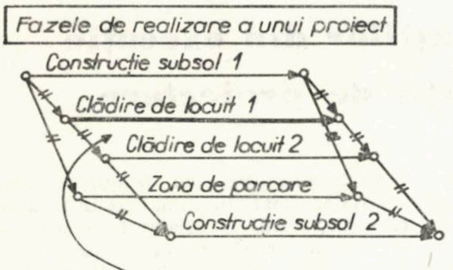
---

* *Rationellare byggnadsproduction. 4. Aterföring av byggandedata till projesteringen.* **Statens institut för byggnadsforskning, Stockholm, 1973.**

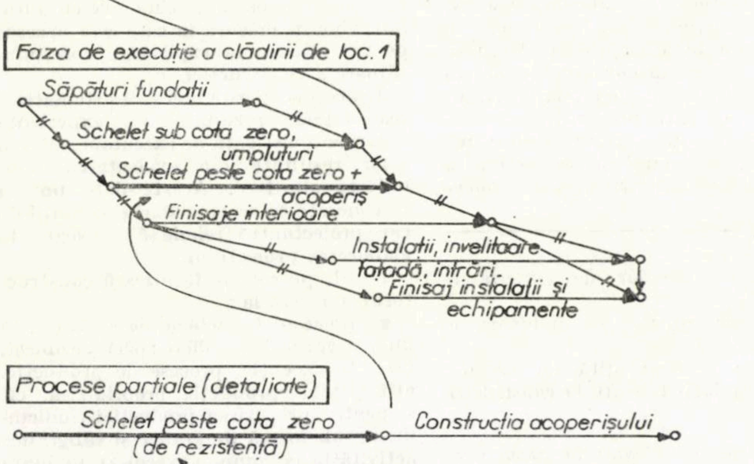


Condiţiile impuse de beneficiar şi de utilizare a resurselor
Condiţiile impuse de beneficiar
Condiţii impuse de utilizarea resurselor
Pămîntul
materiale
Capitalul
mîna de lucru
Faza de realizare a clădirii
Planificarea, programarea şi proiectarea
Execuţia
Administrarea (exploatarea)
Faza proiectare
Faza execuţie
Faza exploatare

Fig. 1 — Procesul de formulare a deciziilor în timpul realizării construcţiilor



Fazele de realizare a unui proiect
Construcţie subsol 1
Clădire de locuit 1
Clădire de locuit 2
Zona de parcare
Construcţie subsol 2



Faza de execuţie a clădirii de loc. 1
Săpături fundaţii
Schelet sub cota zero, umpluturi
Schelet peste cota zero + acoperiş
Finisaje interioare
Instalaţii, învelitoare
faţadă, intrări
Finisaj instalaţii şi echipamente
Procese parţiale (detaliate)
Schelet peste cota zero (de rezistenţă)
Construcţia acoperişului
Schelet de beton faza 1
Idem faza 2
Idem faza 3
Idem faza 4
Idem fazele 5-8
etc.
Pereţi exteriori faza 1
Idem faza 2
etc.
Planşee faza 1
Idem faza 2
etc.
Execuţia pe operaţii
Pregătirea turnării
Turnarea betonului în pereţi
Trat. pt. întărire beton
Pregătire cofraj curăţire, ungere
Accesorii de fixare cofraje
Montare ţevi instalaţii
Armare
Operaţii de pregătire
Pregăt. utilaje buncăre, vibrat.
Turnare interm. în buncăr
Transport beton cu macarale, turnare beton în cofraje
Curăţire: benă, buncăr, vibrator.

Fig. 2 — Grafic de execuţie la diferite niveluri de detaliere

După National Swedish Building Research Summaries R14 :1973

E 1688

CONSTRUCŢII

sumar general
pe anul 1973

I. AUTORI

Ⓐ

ADUMITRESEI Ileana, Dascălu Vasile, Herghelegiu Constantin, Zaionciuc Octav

Aspecte şi deficienţe la îmbinarea elementelor prefabricate care influenţează calitatea structurilor. Nr.5-6, p.51

AGENT Radu

Calculul simplificat al deformaţiilor de încovoiere ale grinzilor din beton armat. Nr.2, p.29

AGENT Radu, Bucur Nicolae

Soluţii constructive specifice silozurilor din fabricile de ciment, utilizate în România. Nr.11, p.51

ARHIRE Dimitrie

Cuvînt de deschidere a simpozionului "Imbinarea prefabricatelor din beton armat şi beton precomprimat la construcţiile industriale" organizat de I.P.C. Nr.5-6, p.1

AVRAM Constantin, Roşu Maria, Bob Corneliu

Beton de ciment polimerizat. Nr.10, p.1

Ⓑ

BAICULESCU Emilian

Construcţii speciale pentru fabricile de ciment: fundaţiile cuptoarelor de clincher de 3000 tone/zi. Nr.4, p.4

BALTEŞ Ion, Teodoru Paul

Îmbinări de continuitate în cîmp ale elementelor de structură la hale industriale etajate. Nr.5-6, p.107

BARBAIANI Mihai, Brînzan Ion, Rüber Enric, Popescu Georgeta

Realizarea unui bloc experimental din panouri mari îmbinate prin precomprimare pe verticală. Nr.11, p.26

BENŢE Radu

Îmbinarea stîlpilor prefabricaţi cu fundaţiile de tip pahar. Nr.5-6, p.119

BOB Corneliu, Roşu Maria, Avram Constantin

Beton de ciment polimerizat. Nr.10, p.1

BOGDAN Nicolae

Sisteme automatizate de conducere a construcţiilor în URSS. Nr.9, p.42

BOGOS Constantin, Focşa Virgil

Staţie de încercări şi cercetări higrotermice pentru construcţii la Iaşi. Nr.3, p.31

BORŞ Ioan, Velcu Georgel

Procedeu de prefabricare cu elemente spaţiale de beton armat. Nr.2, p.1

BRÎNZAN Ion, Rüber Enric, Popescu Georgeta, Barbaiani Mihai

Realizarea unui bloc experimental din panouri mari îmbinate prin precomprimare pe verticală. Nr.11, p.26

BRØNDUM-NIELSEN Troels

Proiectarea optimă a plăcilor plane şi a plăcilor curbe subţiri din beton armat. Nr.8, p.10

BUCUR Nicolae, Agent Radu

Soluţii constructive specifice silozurilor din fabricile de ciment, utilizate în România. Nr.11, p.51

BUSUIOC Horia, Vintilă Ştefan

Dimensionarea conductelor instalaţiilor de încălzire centrală cu circulaţia prin pompe utilizînd viteze economice de circulaţie a agentului termic. Nr.12, p.18

C

CALMANOVICI Gad

Noi aspecte ale armării elementelor de beton cu plase sudate în R.F.Germania. Nr.10, p.45

CAMBUREANU Aurel

Aspecte ale calităţii elementelor de suprafaţă din beton precomprimat şi influenţa asupra rezistenţei în exploatare. Nr.3, p.1

CAPPON Emanuel, Suciu Mihai

Reducerea consumurilor de materiale şi manoperă la locuinţele proiectate în Municipiul Bucureşti. Nr.2, p.25

CIOLACU Constantin

Aspecte privind îmbinarea elementelor din beton precomprimat la hale industriale. Nr.5-6, p.79

CIONGRADI Ioan, Şerbescu Const.

Metodă de calcul al elementelor de rezistenţă aparţinînd construcţiilor metalice exploatate în atmosferă industirală agresivă, ţinînd seama şi de efectul coroziunii. Nr.12, p.23

CIOROIU Răducanu, Dobrescu Florin, Stoica Marcel

O metodă matematică de măsurare a calităţii execuţiei lucrărilor de construcţii. Nr.2, p.17

CONSTANTINESCU Dan, Klodnischi Lucian

Puncte de vedere privind prescripţiile cuprinse în STAS 6648/1,2-70. Nr.11,p.48

CONSTANTINESCU Natalia

Aspecte ale securităţii grinzilor din beton precomprimat de mare serie pentru acoperişuri de hale industriale în lumina rezultatelor experimentale. Nr.2, p.33

COROBCEANU Sergiu, Leonte Constantin, Mihul Anatolie, Szalontay Coloman

Comportarea unor îmbinări între elemente prefabricate liniare de beton armat utilizate la structuri pentru construcţii industriale. Nr-5-6, p.40

D

DASCĂLU Vasile, Adumitresei Ileana, Herghelegiu Constantin, Zaionciuc Octav

Aspecte şi deficienţe la îmbinarea elementelor prefabricate care influenţează calitatea structurilor. Nr.5-6, p.51

DIAMANDOPOL Radu, Nistor Vasile

Soluţii noi de îmbinare a panourilor armate din b.c.a. pentru închiderea halelor industriale. Nr.5-6, p.90

DIANU D. Vladimir, Momanu Gheorghe

Unele consideraţii privind dispunerea şi alcătuirea rosturilor de tasare-dilataţie la clădiri. Nr.12, p.8

DIMITRIU-VÂLCEA Eugen

Verificarea elementelor de construcţie la condensul vaporilor în interiorul lor pe baza creşterii umidităţii în limite admisibile în timpul iernii. Nr.1, p.38

DOBRESCU Florin, Cioroiu Răducanu, Stoica Marcel

O metodă matematică de măsurare a calităţii execuţiei lucrărilor de construcţii. Nr.2, p.17

DUMITRESCU Marius

Tendinţe moderne în construcţia prefabricatelor electrice de joasă tensiune. Nr.12, p.32

DUŢĂ Gheorghe, Stoenescu Puiu, Popescu Miron, Stoican George

Contribuţii privind îmbunătăţirea metodologiei de calcul al aporturilor de căldură din exterior. Nr.11, p.41

Ⓔ

EPURE Năstasie

Consideraţii asupra calculului pierderilor de căldură prin pereţi şi pardoseli aflate sub nivelul solului. Nr.1, p.47

Ⓕ

FOCŞA Virgil, Bogos Constantin

Staţie de încercări şi cercetări higrotermice pentru construcţii la Iaşi. Nr.3, p.31

FOCŞA Virgil, Giuşcă Nicolae

Acoperiş-terasă ventilat natural. Nr.4, p.11

FOCŞA Virgil, Patelli Tudor, Sardino Rodica

Comportarea higrotermică a unor structuri uşoare de pereţi şi acoperişuri utilizate la construcţii zootehnice. Nr.7, p.25

FOCŞA Virgil, Van Duc Nguyen

Caracteristicile termice ale acoperişurilor-terasă cu canale de ventilare şi optimizarea proiectării lor. Nr.10, p.6

FOTIN Emanoil

Elemente spaţiale de structură etajată integral prefabricată din beton armat. Nr.5-6, p.101

FOTIN Emanoil, Şerbănescu Gheorghe, Pachiţac Mihail

Condiţii de verificare experimentală a nodurilor de cadre etajate pentru regiuni seismice. Nr-5-6, p. 111

FRANGOPOL Dan

Asupra siguranţei elementelor şi structurilor de construcţii. Nr.3, p.19

FRANGOPOL Dan, Ghiocel Dan

- Analiza influenţei dependenţei corelative între momentele plastice şi între încărcări asupra probabilităţii de apariţie a mecanismelor de cedare la structurile elasto-plastice. Nr.10, p.23
- Asupra evaluării probabilităţii de cedare plastică a structurilor. Nr.11, p.33

Ⓖ

GEORGESCU Gheorghe, Vorobciuc Oreste, Liess Gerhardt, Hirschensohn Simona

Creşterea gradului de prefabricare a lucrărilor edilitare din Capitală. Nr.4, p.26

GEORGESCU Horia, Huber Dan

- Îmbinări de continuitate pe trei direcţii ale elementelor de structură prefabricate la hale industriale etajate în industria chimică. Nr.5-6, p.132
- Hale industriale etajate integral prefabricate cu îmbinări umede pe trei direcţii. Nr.11, p.1

GHIOCEL Dan, Frangopol Dan

● Analiza influenţei dependenţei corelative între momentele plastice şi între încărcări asupra probabilităţii de apariţie a mecanismelor de cedare la structurile elasto-plastice. Nr.10, p.23

● Asupra evaluării probabilităţii de cedare plastică a structurilor. Nr.11, p.33

GIUŞCĂ Nicolae, Focşa Virgil

Acoperiş-terasă ventilat natural. Nr.4, p.11

GÎDEA Angelu, Păunescu Marin, Gruia Agneta

Unele aplicaţii ale penetrării la calculul capacităţii portante a piloţilor. Nr.7, p.5

GLOD Gheorghe, Rovenţa Ion, Popescu Constantin Matei, Mihul Boris

Consideraţii privind îmbinarea elementelor prefabricate la construcţiile industriale executate de T.C.I. Braşov. Nr-5-6, p.94

GRANDORI Giuseppe

Cîteva consideraţii asupra siguranţei construcţiilor şi asupra riscului seismic acceptabil. Nr.9, p.1

GRUIA Agneta, Păunescu Marin, Gîdea Angelu

Unele aplicaţii ale penetrării la calculul capacităţii portante a piloţilor. Nr.7, p.5

Ⓗ

HERGHELEGIU Constantin, Dascălu Vasile, Adumitresei Ileana, Zaionciuc Octav

Aspecte şi deficienţe la îmbinarea elementelor prefabricate care influenţează calitatea structurilor. Nr.5-6, p.51

HIRSCHENSOHN Simona, Vorobciuc Oreste, Liess Gerhardt, Georgescu Gheorghe

Creşterea gradului de prefabricare a lucrărilor edilitare din Capitală. Nr.4, p.26

HOSSU Iuliu

Cîteva aspecte ale proiectării halelor industriale monobloc pentru industria construcţiilor de maşini. Nr.4, p.1

HUBA Kolumban

Calculul plastic al pardoselii halelor şi depozitelor industriale. Nr.1, p.29

HUBER Dan, Georgescu Horia

● Îmbinări de continuitate pe trei direcţii ale elementelor de structură prefabricate la hale industriale etajate în industria chimică. Nr.5-6, p.132

● Hale industriale etajate integral prefabricate cu îmbinări umede pe trei direcţii. Nr.11, p.1

Ⓘ

ILIESCU Dinu, Rohm Emeric

Îmbinări de continuitate pe una şi două direcţii. Nr.5-6, p.126

ILINA Mihai, Luţă Constantin

Studiu comparativ asupra unor sisteme de încălzire la construcţiile spitaliceşti. Nr.3, p.36

IONEL Ion, Mîndru Ştefan

Unele aspecte privind proiectarea instalaţiilor sanitare şi a utilajelor de bucătărie şi spălătorie la hotelul "Inter·continental" Bucureşti. Nr.2, p.39

IONESCU Anton, Mihailescu Anton, Pantel Eugen, Sîrbu Dragoş

Două tipuri de îmbinări pentru continuizare la structuri etajate realizate din elemente prefabricate de beton armat şi precomprimat. Nr.5-6, p.75

IONESCU Emil, Manari Dan, Toma Magdalena, Varna Ecaterina

Betoane uşoare de rezistenţă cu agregate de granulit. Nr.1, p.17

IOSUB Ioji, Mager Voicu, Lerner Emil

Solicitări seismice la clădiri înalte. Nr.8, p.17

Ⓚ

KEINTZEL Einar

- Calculul în domeniul plastic al construcţiilor cu diafragme. Nr.7, p.16
- Despre conlucrarea spaţială a diafragmelor ortogonale. Nr.11, p.17

KLODNISCHI Lucian, Constantinescu Dan

Puncte de vedere privind prescripţiile cuprinse în STAS 6648/1,2-70. Nr.11, p.48

Ⓛ

LEONTE Constantin, Mihul Anatolie, Corobceanu Sergiu, Szalontay Coloman

Comportarea unor îmbinări între elemente prefabricate liniare de beton armat utilizate la structuri pentru construcţii industriale. Nr.5-6, p.40

LERNER Emil, Mager Voicu, Iosub Ioji

Solicitări seismice la clădiri înalte. Nr.8, p.17

LIESS Gerhardt, Vorobciuc Oreste, Georgescu Gheorghe, Hirschensohn Simona

Creşterea gradului de prefabricare a lucrărilor edilitare din Capitală. Nr.4, p.26

LUŢĂ Constantin, Ilina Mihai

Studiu comparativ asupra unor sisteme de încălzire la construcţiile spitaliceşti. Nr.3, p.36

Ⓜ

MACAVESCU Mihai

Ergonomia şi munca proiectantului. Nr.4, p.48

MAGER Voicu, Lerner Emil, Iosub Ioji

Solicitări seismice la clădiri înalte. Nr.8, p.17

MANARI Dan, Ionescu Emil, Toma Magdalena, Varna Ecaterina

Betoane uşoare de rezistenţă cu agregate de granulit. Nr.1, p.17

MANASIAN Dragoş

Instalaţiile electrice ale hotelului "Inter·continental" Bucureşti. Nr.9, p.28

MARINOV Radu

Consideraţii privind rigiditatea la încovoiere a nucleelor din beton armat pentru clădiri înalte. Nr.11, p.21

MATEESCU Cristea, Popescu Hristache

Studiul experimental al aglomerărilor de zăpadă pe modele de construcţii. Nr.8, p.1; Nr.12,p.1

MIHAI Constantin

Unele observaţii privind comportarea îmbinărilor unei structuri din prefabricate spaţiale tip "H" la încercări cu sarcini statice orizontale şi verticale. Nr.5-6, p.56

MIHAILESCU Mircea, Ionescu Anton, Pantel Eugen, Sîrbu Dragoş

Două tipuri de îmbinări pentru continuizare la structuri etajate realizate din elemente prefabricate de beton armat şi precomprimat. Nr.5-6, p.75

MIHUL Anatolie

- Consideraţii asupra îmbinării elementelor prefabricate din beton armat şi beton precomprimat. Nr.5-6, p.31
- Îmbinarea elementelor liniare prefabricate prin precomprimare. Nr.5-6, p.81

MIHUL Anatolie, Leonte Constantin, Corobceanu Sergiu, Szalontay Coloman

Comportarea unor îmbinări între elemente prefabricate liniare de beton armat utilizate la structuri pentru construcţii industriale. Nr.5-6, p.40

MIHUL Boris, Roventa Ion, Popescu Constantin Matei, Glod Gheorghe

Consideraţii privind îmbinarea elementelor prefabricate la construcţiile industriale executate de T.C.I. Braşov. Nr.5-6, p.94

MÎNDRU Ştefan, Ionel Ion

Unele aspecte privind proiectarea instalaţiilor sanitare şi a utilajelor de bucătărie şi spălătorie la hotelul "Inter•continental" Bucureşti. Nr.2,p.39

MOMANU Gheorghe, Dianu D.Vladimir

Unele consideraţii privind dispunerea şi alcătuirea rosturilor de tasare-dilataţie la clădiri. Nr.12, p.8

MUNTEANU Grigore

Aspecte teoretice şi experimentale privind lungimea de transmitere, prin aderenţă, betonului, a eforturilor din armăturile preîntinse. Nr.9, p.34

Ⓝ

NESTOR Aurel, Utza-Băicoianu Sergiu

Îmbinări de continuitate la unele structuri reticulare etajate proiectate pentru zonele seismice. Nr.5-6, p.66

NICULESCU Dinu

Cercetări şi rezultate experimentale privind comportarea îmbinărilor cu şuruburi de înaltă rezistenţă din oţel, zincate, aplicate la elemente şi structuri portante executate din aliaje de aluminiu. Nr.10, p.39

NISTOR Vasile, Diamandopol Radu

Soluţii noi de îmbinare a panourilor armate din b.c.a. pentru închiderea halelor industriale. Nr.5-6, p.90

Ⓞ

OBLEMENCO Gheorghe

Consideraţii privind alcătuirea matricei generale de rigiditate a unei structuri de rezistenţă alcătuită din elemente structurale idealizate (elemente finite). Nr.10, p.16

Ⓟ

PACHIŢAC Mihail, Şerbănescu Gheorghe, Fotin Emanoil

Condiţii de verificare experimentală a nodurilor de cadre etajate pentru regiuni seismice. Nr.5-6, p.111

PANTEL Eugen, Mihailescu Mircea, Ionescu Anton, Sîrbu Dragoş

Două tipuri de îmbinări pentru continuizare la structuri etajate realizate din elemente prefabricate de beton armat şi precomprimat. Nr.5-6, p.75

PATELLI Tudor, Focşa Virgil, Sardino Rodica

Comportarea higrotermică a unor structuri uşoare de pereţi şi acoperişuri utilizate la construcţii zootehnice. Nr.7, p.25

PĂUNESCU Marin, Gruia Agneta, Gîdea Angelu

Unele aplicaţii ale penetrării la calculul capacităţii portante a piloţilor. Nr.7, p.5

POP Alexandru

● Automatizarea calculelor pentru grupări de solicitări. Nr.3, p.8

● Dimensionarea economică a betonului armat. Elemente solicitate la compresiune excentrică dreaptă. Nr.11, p.6

POPESCU Constantin Matei, Rovenţa Ion, Mihul Boris, Glod Gheorghe

Consideraţii privind îmbinarea elementelor prefabricate la construcţiile industriale executate de T.C.I. Braşov. Nr.5-6, p.94

POPESCU Georgeta, Brînzan Ion, Rüber Enric, Barbaiani Mihai

Realizarea unui bloc experimental din panouri mari îmbinate prin precomprimare pe verticală. Nr.11, p.26

POPESCU Hristache, Mateescu Criste

Studiul experimental al aglomerărilor de zăpadă pe modele de construcţii. Nr.8, p.1; Nr.12,p.1

POPESCU Miron, Duţă Gheorghe, Stoenescu Puiu, Stoican George

Contribuţii privind îmbunătăţirea metodologiei de calcul al aporturilor de căldură din exterior. Nr.11, p.41

POPESCU Valentin

Abace pentru calculul forţei tăietoare preluate de etrieri şi beton. Nr.8, p.35

PRECUPANU Dan

Grinzi metalice pretensionate în domeniul elastic. Nr.9, p.19

R

ROHM Emeric, Iliescu Dinu

Îmbinări de continuitate pe una şi două direcţii. Nr.5-6, p.126

ROŞU Maria, Bob Corneliu, Avram Constantin

Beton de ciment polimerizat. Nr.10, p.1

ROTH Ionel

Instalaţiile de radioamplificare, televiziune şi traducere simultană la hotelul "Inter•continental" din Bucureşti. Nr.4,p.19

RÜBER Enric, Brînzan Ion, Popescu Georgeta, Barbaiani Mihai

Realizarea unui bloc experimental din panouri mari îmbinate prin precomprimare pe verticală. Nr.11, p.26

ROVENŢA Ion, Mihul Boris, Popescu Constantin Matei, Glod Gheorghe

Consideraţii privind îmbinarea elementelor prefabricate la construcţiile industriale executate de T.C.I. Braşov. Nr.5-6, p.94

S

SARDINO Rodica, Focşa Virgil, Patelli Tudor

Comportarea higrotermică a unor structuri uşoare de pereţi şi acoperişuri utilizate la construcţii zootehnice. Nr.7, p.25

SĂNDULESCU Gheorghe, Vernescu Petru

Evoluţia soluţiilor de îmbinări şi perspective de viitor. Nr.5-6, p.3

SĂVULESCU D.Traian

Caracteristica hidrodinamică a reţelei. Dezvoltarea teoriei - cu aplicaţii practice. Nr.12,p.38

SCHVARTZ Iacob

Instalaţiile termice ale noului local al Institutului politehnic Bucureşti. Nr.1, p.24

SÎRBU Dragoş, Mihailescu Mircea, Ionescu Anton, Pantel Eugen

Două tipuri de îmbinări pentru continuizare la structuri etajate realizate din elemente prefabricate de beton armat şi precomprimat. Nr.5-6, p.75

STĂNESCU Adrian

Industrializarea lucrărilor de construcţii. Nr.1, p.1

STOENESCU Puiu, Duţă Gheorghe, Popescu Miron, Stoican George

Contribuţii privind îmbunătăţirea metodologiei de calcul al aporturilor de căldură din exterior. Nr.11, p.41

STOICA Marcel, Cioroiu Răducanu, Dobrescu Florin

O metodă matematică de măsurare a calităţii execuţiei lucrărilor de construcţii. Nr.2,p.17

STOICAN George, Duţă Gheorghe, Stoenescu Puiu, Popescu Miron

Contribuţii privind îmbunătăţirea metodologiei de calcul al aporturilor de căldură din exterior. Nr.11, p.41

SUCIU Mihai, Cappon Emanuel

Reducerea consumurilor de materiale şi manoperă la locuinţele proiectate în Municipiul Bucureşti. Nr.2, p.25

SZALONTAY Coloman, Leonte Constantin, Mihul Anatolie, Corobceanu Sergiu

Comportarea unor îmbinări între elemente prefabricate liniare de beton armat utilizate la structuri pentru construcţii industriale. Nr.5-6, p.40

ŞERB Gabriel Adrian

Contribuţii privind simplificarea calculului numeric pentru rezolvarea sistemelor de ecuaţii liniare tridiagonale prin transmiteri în o singură etapă. Nr.10, p.33

ŞERBĂNESCU Gheorghe, Pachiţac Mihail, Fotin Emanoil

Condiţii de verificare experimentală a nodurilor de cadre etajate pentru regiuni seismice. Nr.5-6, p.111

ŞERBESCU Constantin, Ciongradi Ioan

Metodă de calcul al elementelor de rezistenţă aparţinînd construcţiilor metalice exploatate în atmosferă industrială agresivă, ţinînd seama şi de efectul coroziunii. Nr.12, p.23

ŞTEFĂNESCU Ioan T.

- Exemplu practic de alegere a soluţiilor constructive optime în proiectare cu ajutorul indicilor tehnico-economici. Nr.8, p.25
- Alegerea soluţiilor constructive optime la halele industriale parter, realizate cu elemente tipizate aplicînd metodologia de calcul a indicilor de echivalenţă. Nr.12, p.14

Ⓣ

TEODORU Paul, Balteş Ion

Îmbinări de continuitate în cîmp ale elementelor de structură la hale industriale etajate. Nr.5-6, p.107

TOMA Magdalena, Ionescu Emil, Manari Dan, Varna Ecaterina

Betoane uşoare de rezistenţă cu agregate de granulit. Nr.1, p.17

TRELEA Antonie

Aspecte privind tehnologia betoanelor cu agregate uşoare. Nr.7, p.36; Nr.8, p.41

TRÎMBIŢAŞU Ion

Procedeu de sporire a productivităţii muncii de elaborare a proiectelor de execuţie pentru construcţii prin modificarea tehnicii de redactare a desenelor. Nr.4, p.37

Ⓤ

UTZA-BĂICOIANU Sergiu, Nestor Aurel

Îmbinări de continuitate la unele structuri reticulare etajate, proiectate pentru zonele seismice. Nr.5-6, p.66

Ⓥ

VAN DUC Nguyen, Focşa Virgil

Caracteristicile termice ale acoperişurilor-terasă cu canale de ventilare şi optimizarea proiectării lor. Nr.10, p.6

VARNA Ecaterina, Ionescu Emil, Manari Dan, Toma Magdalena

Betoane uşoare de rezistenţă cu agregate de granulit. Nr.1,p.17

VASILACHE Vladimir

Aspecte ale industrializării construcţiilor de locuinţe cu regimul P + 10 niveluri din Bucureşti. Nr.7, p.1

VASILIU Dan

Determinarea rapidă a lucrabilităţii şi a raportului a/c din beton. Nr.9, p.8

VELCU Georgel, Borş Ioan

Procedeu de prefabricare cu elemente spaţiale de beton armat. Nr.2, p.1

VERNESCU Petru, Săndulescu Gheorghe

Evoluţia soluţiilor de îmbinări şi perspective de viitor. Nr.5-6, p.3

VINTILĂ Ştefan, Busuioc Horia

Dimensionarea conductelor instalaţiilor de încălzire centrală cu circulaţia prin pompe utilizînd viteze economice de circulaţie a agentului termic. Nr.12, p.18

VOROBCIUC Oreste, Liess Gerhardt, Georgescu Gheorghe, Hirschensohn Simona

Creşterea gradului de prefabri-

care a lucrărilor edilitare din Capitală. Nr.4, p.26

Ⓩ

ZAIONCIUC Octav, Dascălu Vasile, Adumitresei Ileana, Herghelegiu Constantin

Aspecte şi deficienţe la îmbinarea elementelor prefabricate care influenţează calitatea structurilor. Nr.5-6, p.51

II. TEMATICA

DIRECTIVARE

STĂNESCU Adrian

Industrializarea lucrărilor de construcţie. Nr.1, p.1

ARHIRE Dimitrie

Îmbinarea prefabricatelor din beton armat şi beton precomprimat la construcţii industriale. Nr.5-6, p.1

PROBLEME GENERALE DE CONSTRUCŢII

VOROBCIUC Oreste, LIESS Gerhardt, GEORGESCU Gheorghe, HIRSCHENSOHN Simona

Creşterea gradului de prefabricare a lucrărilor edilitare din Capitală. Nr.4, p.26

VERNESCU Petru, SĂNDULESCU Gheorghe

Evoluţia soluţiilor de îmbinări şi perspective de viitor. Nr.5-6, p.3

DASCĂLU Vasile, ADUMITRESEI Ileana, HERGHELEGIU Constantin, ZAIONCIUC Octav

Aspecte şi deficienţe la îmbinarea elementelor prefabricate care influenţează calitatea structurilor. Nr.5-6, p.51

CIOLACU Constantin

Aspecte privind îmbinarea elementelor de beton precomprimat la hale industriale. Nr.5-6, p.79

VASILACHE Vladimir

Aspecte ale industrializării construcţiilor de locuinţe cu regimul P + 10 niveluri din Bucureşti. Nr.7, p.1

GRANDORI Giuseppe

Cîteva consideraţii asupra siguranţei construcţiilor şi asupra riscului seismic acceptabil. Nr.9, p.1

MOMANU Gheorghe, DIANU D. Vladimir

Unele consideraţii privind dispunerea şi alcătuirea rosturilor de tasare-dilataţie la clădiri. Nr.12, p.8

CONCEPŢIA ŞI CALCULUL STRUCTURILOR

HUBA Kolumban

Calculul plastic al pardoselii halelor şi depozitelor industriale. Nr.1, p.29

AGENT Radu

Calculul simplificat al deformaţiilor de încovoiere ale grinzilor din beton armat. Nr.2, p.29

POP Alexandru

Automatizarea calculelor pentru grupări de solicitări. Nr.3, p.8

FRANGOPOL Dan

Asupra siguranţei elementelor şi structurilor de construcţii. Nr.3, p.19

MIHUL Anatolie

Consideraţii asupra îmbinării elementelor prefabricate din beton armat şi beton precomprimat. Nr.5-6, p.31

MIHAI Constantin

Unele observaţii privind comportarea îmbinărilor unei structuri din prefabricate spaţiale tip "H" la încercări cu sarcini statice orizontale şi verticale. Nr.5-6, p.56

UTZA-BĂICOIANU Sergiu, NESTOR Aurel

Îmbinări de continuitate la unele structuri reticulare etajate, proiectate pentru zonele seismice. Nr.5-6, p.66

ŞERBĂNESCU Gheorghe, PACHIŢAC Mihail, FOTIN Emanoil

Condiţii de verificare experimentală a nodurilor de cadre etajate pentru regiuni seismice. Nr.5-6, p.111

BRØNDUM-NIELSEN Troels

Proiectarea optimă a plăcilor plane şi a plăcilor curbe subţiri din beton armat. Nr.8, p.10

MAGER Voicu, LERNER Emil, IOSUB Ioji

Solicitări seismice la clădiri înalte. Nr.8, p.17

POPESCU Valentin

Abace pentru calculul forţei tăietoare preluate de etrieri şi beton. Nr. 8, p.35

OBLEMENCO Gheorghe

Consideraţii privind alcătuirea matricei generale de rigiditate a unei structuri de rezistenţă alcătuită din elemente structurale idealizate (elemente finite). Nr.10, p.16

GHIOCEL Dan, FRANGOPOL Dan

Analiza influenţei dependenţei corelative între momentele plastice şi între încărcări asupra probabilităţii de apariţie a mecanismelor de cedare la structurile elasto-plastice. Nr.10, p.23

ŞERB Gabriel Adrian

Contribuţii privind simplificarea calculului numeric pentru rezolvarea sistemelor de ecuaţii liniare tridiagonale prin transmiteri în o singură etapă. Nr.10, p.33

KEINTZEL Einar

Despre conlucrarea spaţială a diafragmelor ortogonale. Nr.11, p.17

MARINOV Radu

Consideraţii privind rigiditatea la încovoiere a nucleelor din beton armat pentru clădiri înalte. Nr.11, p.21

GHIOCEL Dan, FRANGOPOL Dan

Asupra evaluării probabilităţii de cedare plastică a structurilor. Nr.11, p.33

ŞERBESCU Constantin, CIONGRADI Ioan

Metodă de calcul al elementelor de rezistenţă aparţinînd construcţiilor metalice exploatate în atmosferă industrială agresivă, ţinînd seama şi de efectul coroziunii. Nr.12, p.23

ÎNCERCĂRI ŞI MĂSURĂRI ÎN CONSTRUCŢII

CONSTANTINESCU Natalia

Aspecte ale securităţii grinzilor din beton precomprimat de mare serie pentru acoperişuri de hale industriale în lumina rezultatelor experimentale. Nr.2, p.32

CAMBUREANU Aurel

Aspecte ale calităţii elementelor de suprafaţă din beton precomprimat şi influenţa asupra rezistenţei în exploatare. Nr.3, p.1

MIHAI Constantin

Unele observaţii privind comportarea îmbinărilor unei structuri din prefabricate spaţiale tip "H" la încercări cu sarcini statice orizontale şi verticale. Nr.5-6, p.56

ŞERBĂNESCU Gheorghe, PACHIŢAC Mihail, FOTIN Emanoil

Condiţii de verificare experimentală a nodurilor de cadre etajate pentru regiuni seismice. Nr.5-6, p.111

VASILIU Dan

Determinarea rapidă a lucrabilităţii şi a raportului a/c din beton. Nr.9, p.8

MATEESCU Cristea, POPESCU Hristache

Studiul experimental al aglomerărilor de zăpadă pe modele de construcţii. Nr.8,p.1; Nr.12,p.1

SISTEME, PROCEDEE ŞI TEHNOLOGII NOI DE CONSTRUCŢII

BORŞ Ioan, VELCU Georgel

Procedeu de prefabricare cu elemente spaţiale de beton armat. Nr.2, p.1

MIHAILESCU Mircea, IONESCU Anton, PANTEL Eugen, SÎRBU Dragoş

Două tipuri de îmbinări pentru continuizare la structuri etajate realizate din elemente prefabricate de beton armat şi precomprimat. Nr.5-6, p.75

MIHUL Anatolie

Îmbinarea elementelor liniare prefabricate prin precomprimare. Nr.5-6, p.81

DIAMANDOPOL Radu, NISTOR Vasile

Soluţii noi de îmbinare a panourilor armate din b.c.a. pentru închiderea halelor industriale. Nr.5-6, p.90

FOTIN Emanoil

Elemente spaţiale de structură etajată integral prefabricată din beton armat. Nr.5-6, p.101

FOLOSIREA NOILOR MATERIALE DE CONSTRUCŢII

ROŞU Maria, BOB Corneliu, AVRAM Constantin

Beton de ciment polimerizat. Nr.10, p.1

MECANICA PAMÎNTURILOR. FUNDAŢII

PĂUNESCU Marin, GÎDEA Angelu, GRUIA Agneta

Unele aplicaţii ale penetrării la calculul capacităţii portante a piloţilor. Nr.7, p.5

BETON - BETON ARMAT BETON PRECOMPRIMAT

IONESCU Emil, MANARI Dan, TOMA Magdalena, VARNA Ecaterina

Betoane uşoare de rezistenţă cu agregate de granulit. Nr.1, p.17

CONSTANTINESCU Natalia

Aspecte ale securităţii grinzilor din beton precomprimat de mare serie pentru acoperişuri de hale industriale în lumina rezultatelor experimentale. Nr.2, p.32

CAMBUREANU Aurel

Aspecte ale calităţii elementelor de suprafaţă din beton precomprimat şi influenţa asupra rezistenţei în exploatare. Nr.3, p.1

LEONTE Constantin, MIHUL Anatolie, COROBCEANU Sergiu, SZALONTAY Coloman, PALAMARU Gheorghe

Comportarea unor îmbinări între elemente prefabricate liniare de beton armat utilizate la structuri pentru construcţii industriale. Nr.5-6, p.40

TEODORU Paul, BALTEŞ Ion

Îmbinări de continuitate în cîmp a elementelor de structură la hale industriale etajate. Nr.5-6, p.107

BENŢE Radu

Îmbinarea stîlpilor prefabricaţi cu fundaţiile de tip pahar. Nr.5-6, p.119

ILIESCU Dinu, ROHM Emeric

Îmbinări de continuitate pe una şi două direcţii. Nr.5-6, p.126

TRELEA Antonie

Aspecte privind tehnologia betoanelor cu agregate uşoare. Stabilirea compoziţiei. Nr.7,p.36; Nr.8, p.41

POPESCU Valentin

Abace pentru calculul forţei tăietoare preluate de etrieri şi beton. Nr.8, p.35

VASILIU Dan

Determinarea rapidă a lucrabilităţii şi a raportului a/c din beton. Nr.9, p.8

MUNTEANU Grigore

Aspecte teoretice şi experimentale privind lungimea de transmitere, prin aderenţă, betonului, a eforturilor din armăturile preîntinse. Nr.9, p.34

ROŞU Maria, BOB Corneliu, AVRAM Constantin

Beton de ciment polimerizat. Nr.10, p.1

POP Alexandru

Dimensionarea economică a betonului armat. Elemente solicitate la compresiune excentrică dreaptă. Nr.11, p.6

CONSTRUCŢII METALICE

PRECUPANU Dan

Grinzi metalice pretensionate în domeniul elastic. Nr.9, p.19

NICULESCU Dinu

Cercetări şi rezultate experimentale privind comportarea îmbinărilor cu şuruburi de înaltă rezistenţă din oţel, zincate, aplicate la elemente şi structuri portante executate din aliaje de aluminiu. Nr.10, p.39

ŞERBESCU Constantin, CIONGRADI Ioan

Metodă de calcul al elementelor de rezistenţă aparţinînd construcţiilor metalice exploatate în atmosferă industrială agresivă, ţinînd seama şi de efectul coroziunii. Nr.12, p.23

FIZICA CONSTRUCŢIILOR. IZOLĂRI

DIMITRIU-VÂLCEA Eugeniu

Verificarea elementelor de construcţie la condensul vaporilor în interiorul lor pe baza creşterii umidităţii în limite admisibile în timpul iernii. Nr.1,p.38

EPURE Năstasie

Consideraţii asupra calculului pierderilor de căldură prin pereţi şi pardoseli aflate sub nivelul solului. Nr.1, p.47

FOCŞA Virgil, GIUŞCĂ Nicolae

Acoperiş-terasă ventilat natural. Nr.4, p.11

FOCŞA Virgil, SARDINO Rodica, PATELLI Tudor

Comportarea higrotermică a unor structuri uşoare de pereţi şi acoperişuri utilizate la construcţii zootehnice. Nr.7, p.25

FOCŞA Virgil, VAN DUC Nguyen

Caracteristicile termice ale acoperişurilor-terasă cu canale de ventilare şi optimizarea proiectării lor. Nr.10, p.6

ELEMENTE DE ÎNCHIDERE, PROTECŢIE ŞI FINISARE A CONSTRUCŢIILOR

FOCŞA Virgil, GIUŞCĂ Nicolae

Acoperiş-terasă ventilat natural. Nr.4, p.11

DIAMANDOPOL Radu, NISTOR Vasile

Soluţii noi de îmbinare a panourilor armate din b.c.a. pentru închiderea halelor industriale. Nr.5-6, p.90

INSTALAŢII ŞI ECHIPAMENTE PENTRU CONSTRUCŢII

SCHVARTZ Iacob

Instalaţiile termice ale noului local al Institutului politehnic Bucureşti. Nr.1, p.24

MÎNDRU Ştefan, IONEL Ion

Unele aspecte privind proiectarea instalaţiilor sanitare şi a utilajelor de bucătărie şi spălătorie la hotelul "Inter•continental" Bucureşti. Nr.2, p.39

ILINA Mihai, LUŢĂ Constantin

Studiu comparativ asupra unor

sisteme de încălzire la construcţiile spitaliceşti. Nr.3, p.36

ROTH Ionel

Instalaţiile de radioamplificare, televiziune şi traducere simultană la hotelul "Inter.continental" Bucureşti. Nr.4, p.19

MANASIAN Dragoş

Instalaţiile electrice ale hotelului "Inter•continental" Bucureşti. Nr.9, p.28

DUŢĂ Gheorghe, STOENESCU Puiu, POPESCU Miron, STOICAN George

Contribuţii privind îmbunătăţirea metodologiei de calcul al aporturilor de căldură din exterior. Nr.11, p.41

KLODNISCHI Lucian, CONSTANTINESCU Dan

Puncte de vedere privind prescripţiile cuprinse în STAS 6648/1,2-70. Nr.11, p.48

BUSUIOC Horia, VINTILĂ Ştefan

Dimensionarea conductelor instalaţiilor de încălzire centrală cu circulaţia prin pompe utilizînd viteze economice de circulaţie a agentului termic. Nr.12, p.18

DUMITRESCU Marius

Tendinţe moderne în construcţia prefabricatelor electrice de joasă tensiune. Nr.12, p.32

SĂVULESCU D. Traian

Caracteristica hidrodinamică a reţelei. Dezvoltarea teoriei - cu aplicaţii practice. Nr.12, p.38

CONDUCEREA ŞI ORGANIZAREA LUCRĂRILOR DE CONSTRUCŢII.

PROBLEME ECONOMICE ÎN CONSTRUCŢII

CIBERNETICA ECONOMICĂ ÎN CONSTRUCŢII

CIOROIU Răducanu, DOBRESCU Florin, STOICA Marcel

O metodă matematică de măsurare a calităţii execuţiei lucrărilor de construcţii. Nr.2, p.17

TRÎMBIŢAŞU Ion

Procedeu de sporire a productivităţii muncii de elaborare a proiectelor de execuţie pentru construcţii prin modificarea tehnicii de redactare a desenelor. Nr.4, p.37

MACAVESCU Mihai

Ergonomia şi munca proiectantului. Nr.4, p.48

ŞTEFĂNESCU T. Ioan

Exemplu practic de alegere a soluţiilor constructive optime în proiectare cu ajutorul indicilor tehnico-economici. Nr.8, p.25

BOGDAN Nicolae

Sisteme automatizate de conducere a construcţiilor în URSS. Nr.9, p.42

ŞTEFĂNESCU T. Ioan

Alegerea soluţiilor constructive optime la halele industriale parter, realizate cu elemente tipizate, aplicînd metodologia de calcul a indicilor de echivalenţă. Nr.12, p.14

REALIZĂRI DE CONSTRUCŢII CIVILE INDUSTRIALE ŞI INGINEREŞTI

CAPPON Emanuel, SUCIU Mihai

Reducerea consumurilor de materiale şi manoperă la locuinţele proiectate în Municipiul Bucureşti. Realizări ale Institutului "Proiect Bucureşti". Nr.2, p.25

FOCŞA Virgil, BOGOS Constantin

Staţie de încercări şi cercetări higrotermice pentru construcţii la Iaşi. Nr.3, p.31

HOSSU Iuliu

Cîteva aspecte ale proiectării halelor industriale monobloc pentru industria construcţiilor de maşini. Nr.4, p.1

BAICULESCU Emilian

Construcţii speciale pentru

fabricile de ciment: Fundaţiile cuptoarelor de clincher de 3 000 t/zi. Nr.4, p.4

UTZA-BĂICOIANU Sergiu, NESTOR Aurel

Îmbinări de continuitate la unele structuri reticulare etajate, proiectate pentru zonele seismice. Nr.5-6, p.66

DIAMANDOPOL Radu, NISTOR Vasile

Soluţii noi de îmbinare a panourilor armate din b.c.a. pentru închiderea halelor industriale. Nr.5-6, p.90

HUBER Dan, GEORGESCU Horia

Îmbinări de continuitate pe trei direcţii ale elementelor de structură prefabricate la halele industriale etajate în industria chimică. Nr.5-6, p.132

MAGER Voicu, LERNER Emil, IOSUB Ioji

Solicitări seismice la clădiri înalte. Nr.8, p.17

HUBER Dan, GEORGESCU Horia

Hale industriale etajate integral prefabricate cu îmbinări umede pe trei direcţii. Nr.11, p.1

BRÎNZAN Ion, RÜBER Enric, POPESCU Georgeta, BARBAIANI Mihai

Realizarea unui bloc experimental din panouri mari îmbinate prin precomprimare pe verticală. Nr.11, p.26

BUCUR Nicolae, AGENT Radu

Soluţii constructive specifice silozurilor din fabricile de ciment, utilizate în România. Nr.11, p.51

MOMANU Gheorghe, DIANU D. Vladimir

Unele consideraţii privind dispunerea şi alcătuirea rosturilor de tasare-dilataţie la clădiri. Nr-12, p.8

CRONICA

- A V-a conferinţă de betoane (Timişoara, oct.1972),Nr.1,p.53
- Creşterea gradului de industrializare şi a eficienţei economice a instalaţiilor. A VI-a conferinţă de instalaţii (Sinaia, oct.1972). Nr.2, p.45
- Simpozioanele FIP de la Tbilisi (sept.1972). Nr.2, p.47
- Congresul al VII-lea FIP (New York, mai-iunie 1974). Nr.2, p.48
- Impactul cercetării asupra mediului înconjurător construit. Congresul al VI-lea CIB (Budapesta, oct.1974). Nr.2, p.49
- Simpozionul "Schimb de experienţă asupra perfecţionării metodelor şi formelor de planificare şi conducere economică în construcţii, în ţările membre ale CAER" (Moscova, oct.1972). Nr.7, p.45
- Din activitatea comisiilor FIP: Utilizarea betonului precomprimat la fundaţii, cadre şi batiuri de maşini. Nr.7, p.49
- Silozuri (Simpozionul IASS de la Wroclaw, iunie 1973), Nr.11, p.53
- A VII-a conferinţă de instalaţii (Sinaia, nov.1973). Nr.11, p.32
- Conferinţa mondială de inginerie antiseismică (Roma, iunie 1973). Nr.12, p.50
- Şedinţa de lucru a Comisiei CIB W-4o privind "Transferul de căldură şi masă în construcţii" (Birmingham, aug.1973). Nr.12, p.51

RECENZII - BIBLIOGRAFIE

L.Adler, M.Enescu, Em.Baiculescu

Arhitectura industriei contemporane.Probleme economice. Nr.1, p.56

F.Bochmann

Statica construcţiilor. Nr.1, p.57

E.Hampe

Coşuri de fum industriale. Nr.1, p.58

H.Rühle ş.a.

Structuri spaţiale de acoperiş. Alcătuire şi execuţie.(Vol.2 - Oţel, mase plastice). Nr.1,p.58

H.Rüsch

Beton armat - Beton precomprimat. Vol.I: Proprietăţile materialelor şi metode de dimensionare. Nr.2, p.51

B.V.Barkalov, E.E.Karpis

Condiţionarea aerului în clădirile industriale, sociale şi de locuit. Nr.2, p.51

E.Szücs

Similitudinea şi modelarea. Nr.2, p.52

Y.Müller

Aplicaţii practice ale grafelor la cercetarea optimului. Nr.2, p.53

+ + +

Structuri din plăci curbe subţiri şi influenţele climatice. Nr.2, p.53

K.Hirschfeld

Statica construcţiilor. Teorie şi exemple. Nr.2, p.54

E.Hampe

Statica plăcilor subţiri de rotaţie. Nr.2, p.54

I.Biczok

Coroziunea şi protecţia betonului. Nr.3, p.45

E.B.Grunau

Faţada placată. Nr.3, p.46

J.E.Holmstrom, M.Fickelson, D.Jejcic

Dicţionar în trei limbi pentru materiale şi structuri. Nr.3, p.46

C.Avram, I.Făcăoaru, I.Filimon, O.Mîrşu, I.Tertea

Rezistenţele şi deformaţiile betonului. Nr.4, p.54

A.Măcriş, V.Dumitru

Aplicaţii ale cercetării operaţionale în probleme de conducere, organizare şi planificare a lucrărilor de investiţii, construcţii şi montaj. Nr.4, p.55

+ + +

Proiectarea probabilistă a structurilor de beton armat. Nr.4, p.55

G.Gheorghe

Distribuţia şi utilizarea gazelor naturale. Proiectare şi execuţie. Nr.7, p.51

R.Bares

Tabele de calcul pentru plăci şi grinzi-pereţi. Nr.7, p.52

I.V.Strijevski, M.A.Suris,B.L. Reizin

Protecţia anticorosivă a reţelelor termice subterane. Nr.7, p.52

L.Kollar

Statica şi stabilitatea plăcilor subţiri cilindrice şi cu dublă curbură. Nr.7, p.53

N.Mihail

Întărirea accelerată a betoanelor. Nr.8, p.50

A.Petrescu, Gh.Duţă, P.Vasilescu

Instalaţii de încălzire centrală în ansambluri de clădiri. Nr.8, p.51

+ + +

Impactul calculatoarelor electronice în practica construcţiilor de beton. Nr.8, p.52

+ + +

Plăci curbe subţiri de beton. Nr.8, p.52

+ + +

Considerarea în calcul a efectelor curgerii lente, contracţiei şi temperaturii în structuri de beton. Nr.8, p.53

A.Ia.Kreslin

Reglarea automată a sistemelor de condiţionare a aerului. Nr.9, p.41

P.Yans

Manual pentru lucrări practice FORTRAN IV G. Nr.10, p.51

+++

Proiectarea şi executarea construcţiilor pe pămînturi loessoide macroporice. Nr.10, p.51

+++

Construcţii pe pămînturi contractile. Nr.10, p.52

+++

Elemente finite în statică. Nr.12, p.51

P.Cormon

Betoanele uşoare azi. Nr.12, p.52

E.Hampe

Structuri precomprimate. Teorie, Tehnologie, Structuri (Vol.II). Nr.12, p.52

NOTE TEHNICE

LUPAN Mircea

Liste tip ale CIB (CIB Master Lists) pentru stabilirea (elaborarea) documentelor tehnice de informaţii asupra construcţiilor, elementelor de construcţie, produselor, materialelor şi serviciilor. Nr.3, p.44

BOGDAN Nicolae

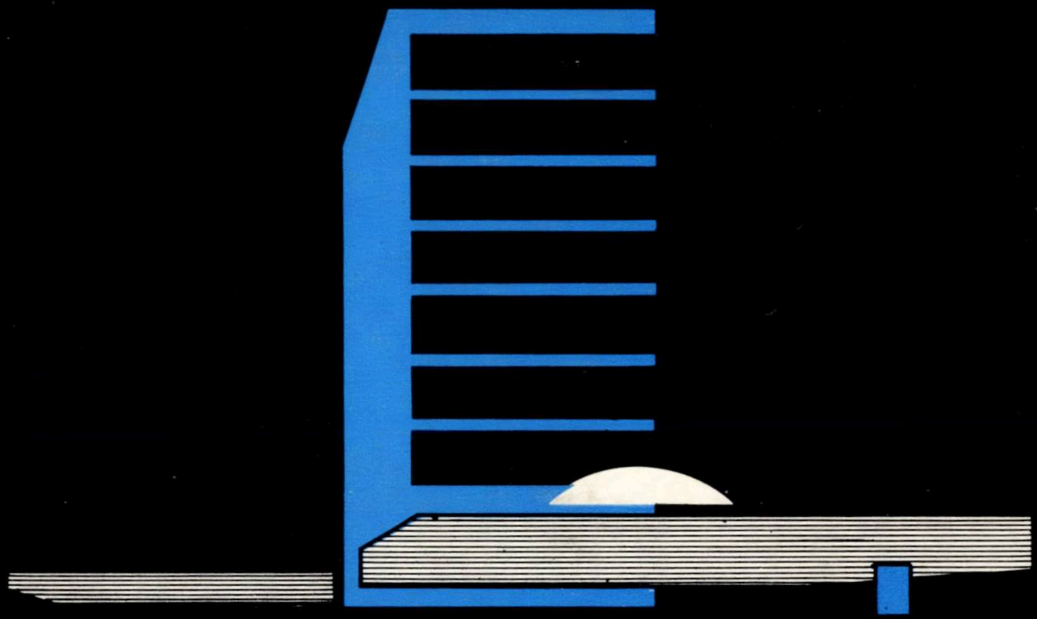
Sisteme automatizate de conducere a construcţiilor în URSS. Nr.9, p.42

CALMANOVICI Gad

Noi aspecte ale armării elementelor de beton cu plase sudate în R.F.Germania. Nr.10, p.45

DOCUMENTARE

- Unele concluzii rezultate din proiectarea clădirilor destinate centrelor de calcul. Nr.2, p.55
- Hidrocentrală într-o regiune seismică. Nr.2, p.56
- Finisarea betonului la construcţii rutiere de artă în Anglia. Nr.4, p.56
- Piloţi din beton turnat în găuri forate utilizaţi în URSS. Nr.7, p.53
- Betonul-marfă în R.F.Germania şi Olanda. Nr.9, p.47
- Măsuri tehnice şi administrative pentru îmbunătăţirea confortului acustic al clădirilor în Franţa. Nr.9, p.48
- Grajduri prefabricate prezentate la expoziţia DLG 1972 (R.F.G.). Nr.9, p.49
- Durabilitatea mortarelor de ciment Portland, carbonate şi necarbonate, în prezenţa sulfaţilor. Nr.9, p.52
- Control şi transport integrat al elementelor prefabricate de construcţii. Nr.10, p.53
- Raţionalizarea producţiei de construcţii. Acţiunea informaţiilor din execuţie asupra activităţii de proiectare. Nr.12, p.53



ENGINEERING

surveys • design • assistance industrial and civil work • erection mechanical and electrical installations

1974 MAR 13

ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCŢII-MONTAJ
ROMANIAN CONSTRUCTION AND ERECTION COMPANY

ARCOM

91—93, Calea Victoriei, sector 1, Bucharest, ROMANIA
Telephone: 14.98.33 Telex: 490
Telegrams: ARCOM—Bucharest

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1973, conform aprobării D.P.D.P. nr: 137/578/1973